

TESIS DE MAESTRÍA

CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE ESTRUCTURAS EMPLEANDO UN SISTEMA DE MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL DE BAJO COSTO

AUTOR:

DAVID EDUARDO CABALLERO RUSSI

TUTORES:

ALBERT RICARDO ORTIZ LASPRILLA

ANDRÉS FERNANDO GUZMÁN GUERRERO

COTUTOR EXTERNO:

CARLOS ANDRÉS BLANDÓN URIBE



UNIVERSIDAD DEL NORTE

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL – ÉNFASIS ESTRUCTURAS

BARRANQUILLA, COLOMBIA

2020

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios, compañero de batalla y motor de impulso que me regaló la oportunidad de crecer en un hogar lleno de valores y ha dispuesto para mí un proyecto de vida abundante en amor, dedicación y prosperidad. Decidirme a vivir la experiencia de Dios me permitió atravesar y aprender de los momentos de incertidumbre, triunfo y frustración durante la consecución de este título.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a mis tutores Albert Ortiz y Andrés Guzmán durante mi experiencia como estudiante en la Universidad del Norte. La motivación, el acompañamiento y la exigencia académica brindada por ellos en este proceso me condujo a salir de mi zona de confort, retar mis capacidades y descubrir mi interés por la investigación en mi profesión. Guardo valiosas experiencias profesionales y personales que compartí con cada uno de ellos. Estoy profundamente agradecido por los primeros maestros de vida que Dios me regaló, mis padres Mario y Evelyn. La incansable voz de aliento, el sacrificio económico y el valor por la educación que recibí de ellos, día tras día, fueron actores principales que me sostuvieron e impulsaron a culminar esta meta profesional. Este logro descansa en sus manos. A mis hermanos Mario Andrés y María Alejandra les agradezco especialmente por mostrarme siempre un rostro de aliento y amor en cada vicisitud que me vieron confrontar en este tiempo. Gracias a mi nana Mary Luz por su apoyo inagotable en forma de servicio, paciencia y cariño. Debo agradecer enormemente a mi novia Tatiana, su intachable comprensión y su cálido amor me ayudaron a entender el sentido del sacrificio y a valorar mis cualidades como persona y profesional. Me gustaría también agradecer al resto de mi familia y a mis amistades que han sido ruedas de auxilio para creer y trabajar por este título. De la misma manera, gracias a todos mis colegas y compañeros de clase que aportaron en el desarrollo de este trabajo de tesis.

Gracias a Jesús por su extraordinaria compañía y asistencia sobre cada uno de los pasos que he dado en mi proyecto de vida.

TABLA DE CONTENIDO

1. RESUMEN	1
2. ABSTRACT	2
3. INTRODUCCIÓN.....	3
3.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	3
3.2. OBJETIVOS.....	5
3.2.1. Objetivo general	5
3.2.2. Objetivos específicos.....	5
3.3. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN	5
3.4. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO.....	6
4. ANTECEDENTES	7
5. MARCO TEÓRICO.....	17
5.1. MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL.....	17
5.1.1. Tecnología de sensores	19
5.1.2. Adquisición de datos	21
5.1.3. Transmisión de datos	22
5.2. DINÁMICA ESTRUCTURAL.....	24
5.3. ANÁLISIS MODAL	26
5.3.1. Análisis modal operacional (OMA)	27
5.3.2. Descomposición del dominio frecuencial (FDD).....	28
5.3.3. Criterio de garantía modal (MAC)	30
5.3.4. Distribución tiempo-frecuencia	31
5.4. ENSAYOS DE VIBRACIÓN.....	32
6. METODOLOGÍA.....	33
6.1. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.....	33
6.2. SISTEMAS DE MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL.....	35
6.2.1. Sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo	35
6.2.1.1. Diseño del hardware	36
6.2.1.2. Diseño del software	38
6.2.1.3. Configuración y funcionamiento de la red de sensores inalámbrica	40

6.2.2. Sistema de monitoreo de salud estructural de referencia	45
6.3. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES	47
6.3.1. Ensayos de laboratorio	48
6.3.1.1. Barridos frecuenciales en simulador sísmico	48
6.3.1.2. Instrumentación para estructura flexible	51
6.3.2. Ensayos a escala natural	54
6.3.2.1. Monitoreo demolición viga estructural.....	54
6.3.2.2. Instrumentación puente ferroviario	58
7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	64
7.1. ENSAYOS DE LABORATORIO	64
7.1.1. Barridos frecuenciales simulador sísmico	64
7.1.1.1. Barrido frecuencial amplitud 0.10 cm	64
7.1.1.2. Barrido frecuencial amplitud 0.25 cm	68
7.1.1.3. Barrido frecuencial amplitud 0.50 cm	71
7.1.1.4. Barrido frecuencial amplitud 0.75 cm	75
7.1.2. Instrumentación estructura flexible	80
7.1.2.1. Identificación modal de las frecuencias naturales y las formas modales	80
7.1.2.2. Caracterización del amortiguamiento	84
7.2. ENSAYOS A ESCALA NATURAL	89
7.2.1. Monitoreo demolición viga estructural	89
7.2.1.1. Vano 1-2	89
7.2.1.2. Vano 2-3	92
7.2.1.3. Vano 3-4	94
7.2.2. Instrumentación puente ferroviario	97
7.2.2.1. Identificación modal de las frecuencias naturales y las formas modales	97
7.2.2.2. Caracterización del amortiguamiento	106
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	116
9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119
10. ANEXOS	127
10.1. Guía de instalación y configuración del dispositivo Raspberry Pi 3B+.....	127

10.2. Registros de aceleraciones originales y remuestreadas en el dominio temporal de los barridos frecuenciales	135
10.3. Diferencias absolutas entre los acelerómetros del sistema de medición de prueba y el sensor del sistema de medición de referencia de cada barrido frecuencial	137
10.4. Pseudo-aceleraciones de los barridos frecuenciales	138
10.5. Señales de vibración libre filtradas para el canal de medición 2 de la estructura flexible	139
10.6. Señales verticales y transversales de vibración libre filtradas para el canal de medición 1 y 3 del puente ferroviario.....	140

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Colapso de la armadura del tablero central del puente I-35W (National Transportation Safety Board, 2007)	9
Figura 2. Configuración del sistema de instrumentación sísmica sobre el puente Bill Emerson Memorial (Hartnagel et al., 2006)	10
Figura 3. Red de sensores inalámbrica permanente sobre edificación histórica (Zonta et al., 2010): a) torre Aquila y b) nodo de medición de aceleraciones del sistema	13
Figura 4. Monitoreo de salud estructural empleando tecnología de sensores inteligentes (Shinae et al., 2010): a) puente atirantado Jindo y b) composición del nodo de medición de vibraciones de la red	14
Figura 5. Clasificación de estrategias de monitoreo de salud estructural usuales sobre estructuras civiles (Chen & Ni, 2018)	18
Figura 6. Diagrama conceptual de la metodología de implementación del monitoreo de salud estructural. Fuente: Elaboración propia.....	19
Figura 7. Sistemas de adquisición de datos: a) plataforma de adquisición de datos NI CompactDAQ (National Instruments, 2015) y b) hardware de un nodo de medición inalámbrico (Bischoff et al., 2008).....	21
Figura 8. Sistema de monitoreo tradicional de transmisión de datos cableado: a) estación base del sistema y b) cableado coaxial del sistema de medición.....	23
Figura 9. Esquema de transmisión de datos inalámbrica de un sistema de medición. Fuente: Elaboración propia.....	24
Figura 10. Sistema lineal clásico de dos grados de libertad (Chopra, 2014).....	24
Figura 11. Diagrama de flujo del procedimiento de análisis de la presente investigación. Fuente: Elaboración propia.....	34
Figura 12. Componentes del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo. Fuente: Elaboración propia.....	36
Figura 13. Nodo de medición tipo del sistema de monitoreo estructural de bajo costo	36
Figura 14. Elementos del nodo de medición del sistema: a) microprocesador Raspberry Pi 3B+ y b) acelerómetro ADXL355	37

Figura 15. Terminal de comandos del sistema operativo Linux Ubuntu MATE 18.04 desde el dispositivo Raspberry Pi 3B+	39
Figura 16. Visualización de los dispositivos Raspberry Pi 3B+ de la red de nodos de medición desde el panel de control de VNC Viewer: a) computadora de la estación base y b) teléfono móvil.....	40
Figura 17. Ventana de transferencia de archivos desde VNC Server en el Raspberry Pi 3B+	40
Figura 18. Red de sensores inalámbrica tipo estrella (Lynch & Loh, 2006).....	41
Figura 19. Especificaciones técnicas de los pines de entrada/salida: a) pines GPIO del Raspberry Pi 3B+ (Science Smith, 2020) y b) diagramas de bloque funcional del sensor ADXL 355 (Analog Devices, 2018b).....	42
Figura 20. Configuración de conexión de los pines de entrada/salida del microprocesador y el sensor (Science Smith, 2020; Analog Devices, 2017b).....	43
Figura 21. Sincronización del dispositivo a partir de un servidor de internet: hora local, hora universal, reloj en tiempo real (RTC, del inglés Real Time Clock), zona horaria y protocolo de sincronización NTP.....	44
Figura 22. Diagrama de bloque funcional del sistema de monitoreo estructural de bajo costo. Fuente: Elaboración propia.....	44
Figura 23. Sistema de monitoreo de salud estructural de referencia	46
Figura 24. Hardware de adquisición y medición del sistema de monitoreo estructural de referencia: a) tarjeta de adquisición NI 9234 (National Instruments, 2015) y b) acelerómetros PCB Piezotronics.....	47
Figura 25. Mesa sísmica Quanser Shake Table II (Quanser, 2019)	48
Figura 26. Montaje experimental de los ensayos sobre la mesa sísmica.....	49
Figura 27. Estructura flexible de aluminio	51
Figura 28. Configuración del ensayo experimental e identificación de grados de libertad (GdL) sobre la estructura flexible.....	52
Figura 29. Montaje experimental del ensayo de validación: a) sistemas de medición instalados sobre la estructura de aluminio y b) canal de medición 2	53
Figura 30. Plataforma del Aeropuerto Ernesto Cortissoz en Soledad, Atlántico	55

Figura 31. Sistema estructural de la losa-cubierta en estudio: a) viguetas de la losa monitoreada y viga check-in y b) viga check-in en el vano 1-2 de la losa.....	55
Figura 32. Configuración de instrumentación de los ensayos de vibración. Vista en planta de la losa N+8.25m (Ortiz et al., 2020).....	56
Figura 33. Etapas del proceso de demolición sobre la losa estructural: a) instalación del nodo de medición ADXL355 RBP1 y b) demolición mecánica de la viga check-in	57
Figura 34. Puente de la línea férrea a la altura del municipio de Sevilla, Magdalena (HM Ingeniería, 2020): a) estructura metálica del puente y b) tren de operación transitando sobre la estructura.....	58
Figura 35. Configuración de instrumentación e identificación de grados de libertad (GdL) de los ensayos de vibración sobre la estructura del puente (unidades en milímetros). Vista de perfil (HM Ingeniería, 2020)	60
Figura 36. Estación base de los ensayos de vibración.....	60
Figura 37. Montaje de los sistemas de medición: a) cableado de energía del sistema de prueba y cableado coaxial de los acelerómetros PCB y b) canal de medición 1 ubicado a 3/4L del puente	61
Figura 38. Espectro de aceleraciones máximas para el barrido frecuencial de 0.10 cm de amplitud.....	64
Figura 39. Espectro de aceleraciones máximas remuestreadas para el barrido frecuencial de 0.10 cm de amplitud	65
Figura 40. Espectro de aceleraciones remuestreadas promedio a partir de las 100 aceleraciones pico más altas para el barrido frecuencial de 0.10 cm de amplitud	66
Figura 41. Variación frecuencial del barrido de 0.10 cm de amplitud para cada uno de los acelerómetros: a) espectrograma acelerómetro PCB L74, b) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP1 y c) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP4	67
Figura 42. Espectro de aceleraciones máximas para el barrido frecuencial de 0.25 cm de amplitud.....	68
Figura 43. Espectro de aceleraciones máximas remuestreadas para el barrido frecuencial de 0.25 cm de amplitud	69
Figura 44. Espectro de aceleraciones remuestreadas promedio a partir de las 100 aceleraciones pico más altas para el barrido frecuencial de 0.25 cm de amplitud	69

Figura 45. Variación frecuencial del barrido de 0.25 cm de amplitud para cada uno de los acelerómetros: a) espectrograma acelerómetro PCB L74, b) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP1 y c) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP4	71
Figura 46. Espectro de aceleraciones máximas para el barrido frecuencial de 0.50 cm de amplitud	72
Figura 47. Espectro de aceleraciones máximas remuestreadas para el barrido frecuencial de 0.50 cm de amplitud	72
Figura 48. Espectro de aceleraciones remuestreadas promedio a partir de las 100 aceleraciones pico más altas para el barrido frecuencial de 0.50 cm de amplitud	73
Figura 49. Variación frecuencial del barrido de 0.50 cm de amplitud para cada uno de los acelerómetros: a) espectrograma acelerómetro PCB L74, b) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP1 y c) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP4	74
Figura 50. Espectro de aceleraciones máximas para el barrido frecuencial de 0.75 cm de amplitud	75
Figura 51. Espectro de aceleraciones máximas remuestreadas para el barrido frecuencial de 0.75 cm de amplitud	76
Figura 52. Espectro de aceleraciones remuestreadas a partir del promedio de los 100 picos más altos para el barrido frecuencial de 0.75 cm de amplitud	76
Figura 53. Variación frecuencial del barrido de 0.75 cm de amplitud para cada uno de los acelerómetros: a) espectrograma acelerómetro PCB L74, b) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP1 y c) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP4	78
Figura 54. Superficies de respuesta de frecuencia.....	79
Figura 55. Superficies de respuesta de pseudo-aceleración	79
Figura 56. Señales de vibración ambiental registradas durante el ensayo: a) registro del canal de medición 1 y b) registro del canal de medición 2	81
Figura 57. Respuesta de la estructura de 2 grados de libertad en el dominio frecuencial: a) espectro de valores singulares del sistema de medición de referencia y b) espectro de valores singulares del sistema de medición de prueba.....	82
Figura 58. Formas modales estimadas mediante los sistemas de instrumentación: a) forma modal 1 (1.95 Hz) y b) forma modal 2 (7.81 Hz).....	83
Figura 59. Criterio de comparación MAC entre las formas modales estimadas	84

Figura 60. Señales de aceleraciones registradas durante el ensayo: a) registro del canal de medición 1 y b) registro del canal de medición 2.....	85
Figura 61. Señales de vibración libre del sistema para cada grado de libertad: a) registro del canal de medición 1 y b) registro del canal de medición 2.....	86
Figura 62. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro ADXL355 RBP2 para el modo de vibración 1	87
Figura 63. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro PCB L74 para el modo de vibración 1	87
Figura 64. Histogramas para los valores de la razón de amortiguamiento: a) según el sistema de medición de prueba y b) según el sistema de medición de referencia.....	88
Figura 65. Señales de aceleraciones durante vibraciones sobre el vano 1-2: a) registro de vibración ambiental y b) registro de vibración forzada.....	89
Figura 66. Espectros de densidad de potencia pertenecientes al vano 1-2: a) espectro de vibración ambiental y b) espectro de vibración forzada.....	90
Figura 67. Comportamiento frecuencial del vano 1-2 durante los ensayos de vibración: a) espectrograma de vibración ambiental y b) espectrograma de vibración forzada.....	91
Figura 68. Señales de aceleraciones durante vibraciones sobre el vano 2-3: a) registro de vibración ambiental pre-demolición y b) registro de vibración ambiental post-demolición	92
Figura 69. Espectros de densidad de potencia pertenecientes al vano 2-3: a) espectro de vibración ambiental pre-demolición y b) espectro de vibración ambiental post-demolición	93
Figura 70. Comportamiento frecuencial del vano 2-3 durante los ensayos de vibración: a) espectrograma de vibración ambiental pre-demolición y b) espectrograma de vibración ambiental post-demolición	94
Figura 71. Señales de aceleraciones durante vibraciones sobre el vano 3-4: a) registro de vibración ambiental pre-demolición y b) registro de vibración ambiental post-demolición	95
Figura 72. Espectros de densidad de potencia pertenecientes al vano 3-4: a) espectro de vibración ambiental pre-demolición y b) espectro de vibración ambiental post-demolición	95

Figura 73. Comportamiento frecuencial del vano 3-4 durante los ensayos de vibración: a) espectrograma de vibración ambiental pre-demolición y b) espectrograma de vibración ambiental post-demolición	96
Figura 74. Señales de vibraciones ambientales verticales del puente ferroviario: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3	98
Figura 75. Señales de vibraciones ambientales transversales del puente ferroviario: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3	100
Figura 76. Respuesta vertical de la estructura en el dominio frecuencial: a) espectro de valores singulares del sistema de medición de referencia y b) espectro de valores singulares del sistema de medición de prueba.....	101
Figura 77. Respuesta transversal de la estructura en el dominio frecuencial: a) espectro de valores singulares del sistema de medición de referencia y b) espectro de valores singulares del sistema de medición de prueba.....	101
Figura 78. Formas modales verticales estimadas mediante los sistemas de instrumentación (vista de perfil de la estructura): a) forma modal vertical 1 (6.83 Hz) y b) forma modal vertical 2 (15.62 Hz).....	103
Figura 79. Formas modales transversales estimadas mediante los sistemas de instrumentación (vista en planta de la estructura): a) forma modal transversal 1 (2.93 Hz) y b) forma modal transversal 2 (13.67 Hz).....	104
Figura 80. Criterio de comparación MAC entre las formas modales estimadas: a) valores MAC para los modos de vibración verticales y b) valores MAC para los modos de vibración transversales.....	105
Figura 81. Señales de vibración forzada vertical del ensayo Tren vacío 48 km/h Drummond: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3	107
Figura 82. Señales de vibración forzada transversal del ensayo Tren vacío 48 km/h Drummond: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3	108

Figura 83. Señales de vibración libre vertical del ensayo Tren vacío 48 km/h Drummond: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3	109
Figura 84. Señales de vibración libre transversal del ensayo Tren vacío 52 km/h CNR: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3	110
Figura 85. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro ADXL355 RBP2 para el modo de vibración vertical 1	111
Figura 86. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro PCB L74 para el modo de vibración vertical 1	112
Figura 87. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro ADXL355 RBP2 para el modo de vibración transversal 1	112
Figura 88. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro PCB L74 para el modo de vibración transversal 1	113
Figura 89. Histogramas para los valores de la razón de amortiguamiento vertical: a) según el sistema de medición de prueba y b) según el sistema de medición de referencia	114
Figura 90. Histogramas para los valores de la razón de amortiguamiento transversal: a) según el sistema de medición de prueba y b) según el sistema de medición de referencia	114

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Principales aportes en la historia del desarrollo del monitoreo de salud estructural	7
Tabla 2. Comparativa de costos para los sistemas de monitoreo de salud estructural para cada proyecto	16
Tabla 3. Especificaciones técnicas de los acelerómetros PCB Piezotronics (PCB Piezotronics, 2002a; PCB Piezotronics, 2002b).....	46
Tabla 4. Especificaciones de los sistemas de medición empleados	49
Tabla 5. Especificaciones de los sistemas de medición empleados	52
Tabla 6. Especificaciones del sistema de instrumentación usado	56
Tabla 7. Especificaciones de los trenes de operación (HM Ingeniería, 2020)	59
Tabla 8. Especificaciones de los sistemas de medición usados.....	59
Tabla 9. Información resumen de los resultados obtenidos para el barrido frecuencial de 0.10 cm de amplitud	66
Tabla 10. Información resumen de los resultados obtenidos para el barrido frecuencial de 0.25 cm de amplitud	70
Tabla 11. Información resumen de los resultados obtenidos para el barrido frecuencial de 0.50 cm de amplitud	73
Tabla 12. Información resumen de los resultados obtenidos para el barrido frecuencial de 0.75 cm de amplitud	77
Tabla 13. Resultados de la identificación modal de la estructura mediante el método FDD82	
Tabla 14. Resultados del amortiguamiento calculado a través del decremento logarítmico	88
Tabla 15. Resultados de la identificación modal vertical de la estructura mediante el método FDD	102
Tabla 16. Resultados de la identificación modal transversal de la estructura mediante el método FDD	102
Tabla 17. Resultados del amortiguamiento calculado a través del decremento logarítmico	114

CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE ESTRUCTURAS EMPLEANDO UN SISTEMA DE MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL DE BAJO COSTO

1. RESUMEN

La importancia del monitoreo de salud estructural ha sido introducida y cuestionada debido a las pérdidas humanas y materiales originadas por fallas estructurales trágicas. El deterioro de las estructuras requiere de la evaluación de la condición estructural actual por medio de estrategias de monitoreo y mantenimiento eficientes. De igual manera, la detección temprana de daños permite proponer medidas que monitoreen y conserven la vida útil de los proyectos de infraestructura. La caracterización de los parámetros dinámicos de una estructura civil en un instante de tiempo determinado otorga información real sobre la condición y el desempeño actual de una estructura. No obstante, los sistemas de monitoreo de salud estructural tradicionales son omitidos debido a que requieren de inversiones económicas altas y pretenden un trabajo en campo considerablemente desgastante. Este proyecto de tesis presenta un sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo empleando una red de sensores inalámbrica y una estación base, capaz de caracterizar las propiedades dinámicas a partir de la respuesta estructural medida. Los registros de vibraciones tomados a través del sistema de instrumentación de bajo costo son procesados para calcular las frecuencias naturales, las formas modales y las propiedades de amortiguamiento de la estructura por medio de técnicas de identificación modal, análisis frecuencial y el decremento logarítmico.

Los resultados obtenidos de la caracterización dinámica a partir de ensayos de laboratorio y ensayos a escala natural permiten validar y concluir que el sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo es capaz de identificar las propiedades dinámicas de cualquier estructura. Esta propuesta manifiesta una alternativa económica, práctica e innovadora con respecto a los sistemas de medición tradicionales.

Palabras claves: monitoreo de salud estructural; propiedades dinámicas; identificación modal; vibraciones; red de sensores inalámbrica.

2. ABSTRACT

The importance of Structural Health Monitoring (SHM) has been introduced and examined due to human and material losses caused by disastrous structural failures. The deterioration of structures demands the assessment of the prevailing structural condition along with efficient monitoring and maintenance strategies. Likewise, early damage detection allows suggesting provisions that monitor and preserve the useful life of infrastructure projects. The characterization of the dynamic parameters of a civil structure at a certain time provides real information on the current performance of a structure. Nevertheless, SHM traditional systems are omitted due to their high economic investment and demand for exhausting fieldwork. This research presents a low-cost SHM system composed of a wireless sensor network and a base station, capable of identifying dynamic properties from the measured structural response. Vibration data recorded through the low-cost SHM system are processed to determine natural frequencies, mode shapes, and damping properties of the structure using modal identification techniques, frequency analysis, and logarithmic decrement.

The obtained dynamic characterization results from small and full-scale experimental testing validate and conclude that the low-cost SHM system is capable of identifying the dynamic properties of any structure. This proposal provides a less expensive, useful, and innovative alternative regarding traditional measuring systems.

Keywords: *structural health monitoring; dynamic properties; modal identification; vibrations; wireless sensor network.*

3. INTRODUCCIÓN

3.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

El monitoreo de salud estructural (SHM, del inglés *Structural Health Monitoring*) permite estudiar, de manera periódica y permanente, el comportamiento de una estructura o sistema mecánico con el propósito de detectar y evaluar la severidad de cualquier daño a partir de las eventualidades y condiciones ambientales presentes a lo largo del tiempo (Farrar & Worden, 2007; Yuen et al., 2004). El desconocimiento del comportamiento de las propiedades físicas y dinámicas ante diferentes tipos de excitación puede comprometer la eficiencia y vida útil de cualquier estructura. Por este motivo, es indispensable conocer la manera en la que se comportan las estructuras a través del tiempo con el fin de tomar medidas preventivas y eficaces que salvaguarden la integridad de estas.

El seguimiento del estado y funcionamiento de las estructuras civiles permite determinar el alcance y la inversión económica de la estrategia de mantenimiento que requieren las estructuras para conservar sus propiedades (Rice & Spencer, 2009). Los deterioros estructurales paulatinos y los colapsos repentinos son situaciones que frecuentemente se asumen de manera inapropiada por los encargados de la operación y mantenimiento de las estructuras, quienes suprimen la implementación de un sistema de monitoreo de salud estructural adecuado, debido a las altas implicaciones económicas y la poca practicidad que poseen los equipos y dispositivos de medición tradicionales.

Los sistemas de monitoreo de salud estructural tradicionales están conformados por un punto de acopio de información y una red cableada de sensores robusta. Esta característica genera, además de los grandes costos económicos en cuanto a adquisición y mantenimiento de equipos se refiere, cierta dificultad en el proceso de traslado e instalación del sistema de monitoreo mismo.

Desafortunadamente, las tragedias traducidas en pérdidas materiales y humanas han sido factores determinantes para introducir la importancia de los sistemas de instrumentación y detección de daños, así como las técnicas de identificación modal de estructuras. Realmente, no solo ha sido de interés supervisar y velar por la integridad de las estructuras a lo largo del tiempo, sino también preservar la protección de la vida humana en medio de la incertidumbre

que representa la respuesta de una estructura, de la cual se desconocen sus propiedades reales en un instante de tiempo determinado.

En cuanto a normatividad se refiere, la reglamentación que rige la instrumentación sísmica expresada en el Capítulo A.11 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010), es frecuentemente ignorada debido a que no existen fundamentos teóricos, ni estrategias de monitoreo y tampoco es claro un mecanismo o metodología que vele por la correcta aplicación de las pautas vigentes. Por ende, no se encuentran incentivos que impulsen de mejor manera la aplicación y la investigación de metodologías novedosas de instrumentación, en el ámbito nacional. No obstante, entidades gubernamentales y organizaciones en el marco internacional han reportado lineamientos para sugerir y regular los estándares de monitoreo de seguridad estructural con el fin de garantizar el desempeño de la vida útil de las estructuras a través de la implementación de sistemas de monitoreo de salud estructural apropiados (Moreu et al., 2018). La Instrumentación Inteligente para Estructuras Innovadoras de Canadá (*ISIS Canada* por sus siglas en inglés) es una red financiada por fondos federales canadienses que publicó en el año 2001 indicaciones de carácter obligatorio en las cuales promovía temáticas como la instrumentación inteligente, el monitoreo remoto y el procesamiento inteligente para proyectos de infraestructura (Mufti, 2002). Asimismo, la Comisión Internacional de Grandes Represas es una organización no gubernamental que también ha sugerido iniciativas y pautas con el propósito de mejorar el monitoreo automatizado sobre el funcionamiento de represas por medio de métodos de adquisición, transmisión y procesamiento de información novedosos (International Commission On Large Dams, 2000).

No solo resulta beneficioso minimizar la incertidumbre sobre el comportamiento de los materiales, el impacto y consecuencia de las cargas y el desempeño de una estructura durante su etapa de servicio. La evaluación de la calidad del proceso constructivo de la estructura y la validación del modelo computacional de diseño también resultan ser elementos útiles que permiten someter las condiciones iniciales de un proyecto de infraestructura a un proceso de vigilancia y control estricto por medio del monitoreo de salud estructural (Nunez et al., 2013).

La simplificación del proceso de instalación y la reducción de la inversión económica se hacen más accesibles por medio de sistemas de instrumentación de carácter inalámbrico que

cuentan con atributos y métodos tecnológicos novedosos. El desarrollo de dispositivos de bajo costo y consumo energético, las metodologías de transmisión inalámbrica de información, la nueva era de sistemas de adquisición de datos y el crecimiento de las técnicas y análisis computacionales permiten llevar a cabo, de manera versátil, el monitoreo de salud estructural desde experimentos a escala reducida hasta el monitoreo de proyectos de gran envergadura como edificaciones históricas e industriales, puentes peatonales, viaductos, entre otros.

Este proyecto de grado propone el desarrollo de un sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo conformado por una red de sensores inalámbrica y una estación base, capaz de calcular las propiedades dinámicas de una estructura brindando así la posibilidad de monitorear y detectar el estado real del sistema.

3.2. OBJETIVOS

3.2.1. Objetivo general

Validar las principales propiedades dinámicas de estructuras a través del ensamblaje y puesta en marcha de un sistema de monitoreo de salud estructural inalámbrico de bajo costo.

3.2.2. Objetivos específicos

- Ensamblar un sistema de monitoreo estructural compuesto por un conjunto de nodos de medición y una estación base.
- Elaborar un algoritmo capaz de procesar e identificar en tiempo pseudo real el comportamiento dinámico de las estructuras instrumentadas (frecuencias naturales, formas modales y amortiguamientos asociados).
- Monitorear el comportamiento dinámico de una estructura a escala real empleando el sistema ensamblado.

3.3. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

La problemática planteada anteriormente muestra la importancia de monitorear las estructuras nuevas y existentes durante su vida útil. Por lo tanto, surge la siguiente pregunta:

¿Es posible conocer las propiedades dinámicas de una estructura durante su vida útil por medio de un sistema de monitoreo estructural de bajo costo, de manera práctica y eficaz?

3.4. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

El proyecto de tesis está definido en 10 capítulos. El capítulo 1 y capítulo 2 exponen el resumen y el abstract del proyecto de investigación, respectivamente. En el capítulo 3 se encuentran la definición del problema, los objetivos y la hipótesis de investigación. El capítulo 4 presenta los antecedentes referentes al desarrollo y la aplicación de sistemas de monitoreo de salud estructural existentes. En el capítulo 5 se encuentran los fundamentos básicos del monitoreo de salud estructural, la dinámica estructural, el análisis modal y los ensayos de vibración para la comprensión del desarrollo de la investigación. El procedimiento de análisis, la composición y funcionamiento de los sistemas de instrumentación y la descripción de los ensayos experimentales empleados se encuentran consignados en el capítulo 6. El capítulo 7 incluye los resultados y las comparativas de los ensayos de laboratorio y los ensayos a escala natural de la investigación. En el capítulo 8 se exponen las conclusiones y recomendaciones derivadas de este documento. Las referencias bibliográficas se ubican en el capítulo 9. Finalmente, en el capítulo 10 se encuentran los anexos de la presente investigación.

4. ANTECEDENTES

El monitoreo y diagnóstico de estructuras civiles provienen de la necesidad de identificar el estado y los defectos sobre las propiedades de los materiales localmente. La evaluación de la condición de los materiales por medio de metodologías visuales y de impacto tuvo vigencia durante muchos siglos, sin embargo, a mitad del siglo XX se afianzó una metodología novedosa de inspección de daños denominada evaluación no destructiva (NDE, del inglés *Non-destructive Evaluation*). La evaluación no destructiva de daños es un campo interdisciplinario en el cual es objeto de estudio para muchas áreas de la ciencia e ingeniería, la integridad de los materiales y la detección de daños por medio de ensayos rápidos, simples y eficientes (Bar-Cohen, 1999; Bar-Cohen et al., 1999). A partir de la práctica de esta concepción, se potenciaron a lo largo de décadas recursos tales como capacidad computacional, sensibilidad, eficiencia, confiabilidad y adaptabilidad, que permitieron proponer y desarrollar diversas metodologías de monitoreo de salud estructural. La Tabla 1 resume los principales acontecimientos y aportes ocurridos a lo largo del desarrollo del monitoreo de salud estructural.

Tabla 1. Principales aportes en la historia del desarrollo del monitoreo de salud estructural

Acontecimiento	Periodo/año	Aporte	Referencia
Ensayos NDE	1950-1980	Corriente de Foucault	Bar-Cohen (1999) y Rice & Spencer (2009)
		Radiografías	
Desarrollo en tecnología de instrumentación	1950-1980	Termografías y ondas ultrasónicas	Bar-Cohen (1999) y Rice & Spencer (2009)
		Sensores piezoeléctricos	
		Sistemas de adquisición de datos	
		Microprocesadores	
		Identificación por radio frecuencia activa	
Métodos de identificación de daño basado en vibraciones	1975-1996	Sensores micro-electromecánicos	Muro (2012)
		Cambios en frecuencias naturales	Doebbling, Farrar, Prime & Shevitz (1996)
		Cambios en formas modales	
		Cambios en curvaturas de la formas modales	
		Flexibilidad de la mediciones dinámicas	
Métodos de identificación de daño basado en vibraciones	1975-1996	Actualización de matrices	
		Análisis no lineal	
		Redes neuronales	
		Sistema tradicional de monitoreo de desplazamientos, aceleraciones y velocidades de	
		1985	Rice & Spencer (2009)

Acontecimiento	Periodo/año	Aporte	Referencia
Implementación de sistemas de monitoreo de salud estructural	1998	viento sobre el puente Humber, Inglaterra Red inalámbrica de monitoreo de aceleraciones sobre el puente del Cañón de Alamosa, Estados Unidos	Straser, Kiremidjian, Meng & Redlefsen (1998)
	2012	Aplicación de teléfonos inteligentes para medir la respuesta dinámica estructural	Morgenthal & Höpfner (2012)

Las condiciones iniciales de diseño en las estructuras civiles no son constantes a lo largo del tiempo debido a múltiples razones: los precarios procesos constructivos, la agresividad de fenómenos naturales y extraordinarios, la variabilidad de los patrones de carga y las fallas estructurales. El impacto generado por factores físicos, operacionales y ambientales sobre la condición natural de cualquier tipo de estructura genera un deterioro inevitable e irremediable en las estructuras. Las fallas mecánicas, la degradación de los materiales de construcción, las pobres prácticas de construcción y la influencia de los patrones de carga habituales (tráfico, viento, temperatura, entre otros) y no habituales (eventos sísmicos, huracanes o inundaciones) son variables que debilitan la salud estructural y generan incertidumbre en cuanto a la seguridad de la estructura ante cualquier acontecimiento natural (Chen & Ni, 2018). Por lo tanto, se hace indispensable confiar en sistemas de monitoreo estructural capaces de evaluar y detectar los cambios que afecten el desempeño de una estructura.

La caída del puente *Tacoma* en 1940 (Green & Unruh, 2006) dio inicio a una serie de inquietudes con respecto a la importancia de estudiar de manera minuciosa el desempeño y la seguridad de una estructura a lo largo de su vida útil. El puente *Silver*, una estructura suspendida en cables ubicada sobre el río Ohio en Estados Unidos, colapsó debido a una falla local detectada a destiempo en un elemento tensor provocando la muerte de 46 personas y 9 heridos en el año 1967 (Lichtenstein, 1993). En el año 2007, el colapso del puente de la autopista I-35W ubicado sobre el río Mississippi en la ciudad de Minneapolis, Minnesota, cobró la vida de 13 personas y 145 resultaron heridas debido a que, principalmente, se evidenciaron insuficiencias en los diseños estructurales y una precaria supervisión y control durante las actividades de reparación en el puente (National Transportation Safety Board, 2008). El colapso de la estructura se evidencia en la Figura 1.

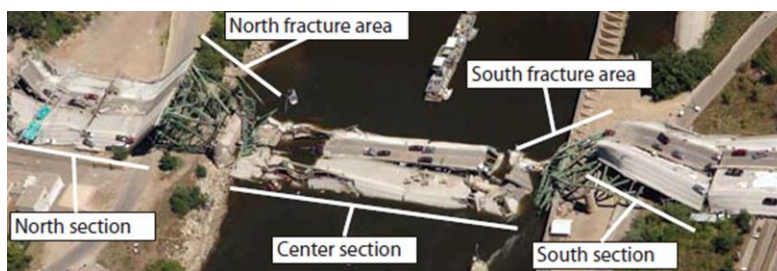


Figura 1. Colapso de la armadura del tablero central del puente I-35W (National Transportation Safety Board, 2008)

La implementación de sistemas de monitoreo de salud estructural nace como una solución a las metodologías de evaluación del estado de las estructuras. Desde la caída del puente *Tacoma*, la evaluación de estructuras se convirtió en un área de interés para la ingeniería estructural y dados los retos que ha implicado su desarrollo, el monitoreo de salud estructural ha evolucionado con los dispositivos electrónicos de manera importante.

La arquitectura de los sistemas de adquisición y transmisión de datos empleados para las actividades de monitoreo está sujeta a las características específicas de la estructura a analizar (Chen & Ni, 2018). Del mismo modo, el costo de implementación varía según la configuración definida. Algunas de las estructuras de gran envergadura cuentan con sistemas de monitoreo de salud estructural de gran escala y considerablemente costosos, uno de estos ejemplos se trata del puente colgante *Tsing Ma* en Hong Kong, China. Esta estructura posee una longitud total de 2132 metros aproximadamente y dispone de un sistema de monitoreo estructural de alta densidad de dispositivos de medición, compuesto por alrededor de 300 sensores cableados. El costo de este sistema tradicional, puesto en marcha en 1997, significó una inversión mayor a los \$8 millones de dólares (Ni et al., 2008; Cao & Liu, 2016). De igual manera, el puente atirantado *Bill Emerson Memorial* en Cape Girardeau, Missouri, posee una longitud total de 1210 metros y dispone de un sistema de instrumentación sísmica cableado instalado en el año 2005, cuya configuración se presenta en la Figura 2. El sistema de monitoreo estructural está conformado por 84 canales de acelerómetros cuyo costo de adquisición, adecuación e instalación alcanzó el valor de los \$1.5 millones de dólares (entre el 1.0 % y 1.5 % del costo total de la construcción de la estructura) (Hartnagel et al., 2006).

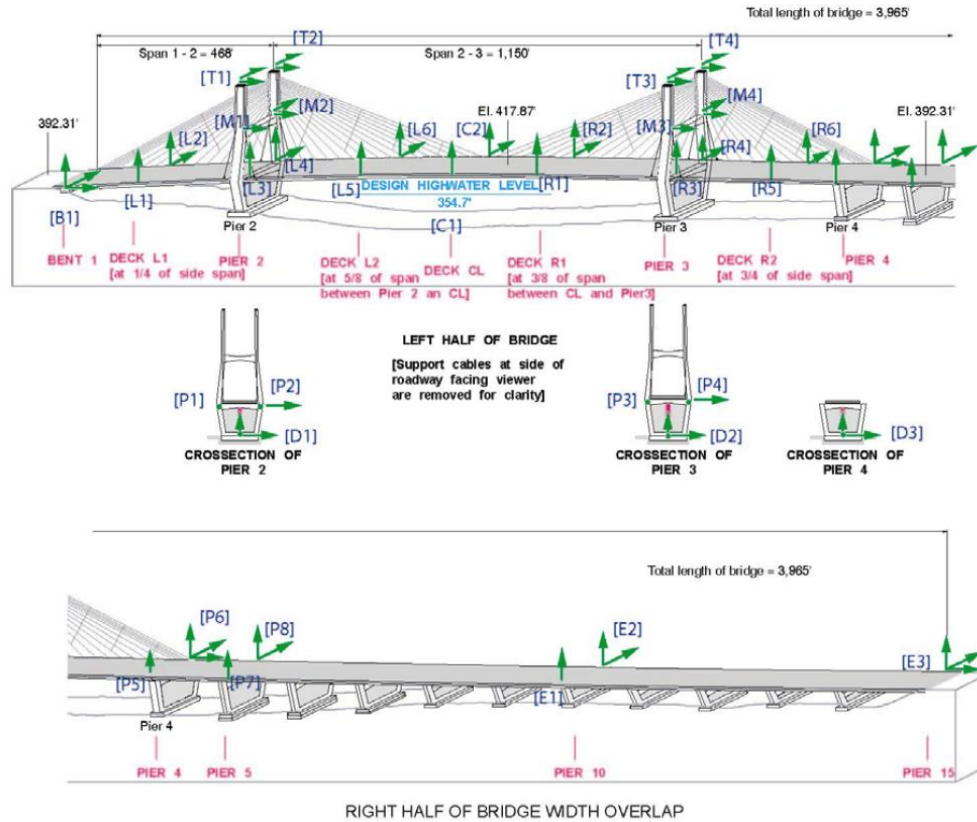


Figura 2. Configuración del sistema de instrumentación sísmica sobre el puente Bill Emerson Memorial (Hartnagel et al., 2006)

En el ámbito local, el puente atirantado Gilberto Echeverri Mejía, ubicado en la ciudad de Medellín, cuenta con una longitud de 560 metros y fue instrumentado con el objetivo de analizar posibles cambios en los estados de tensión de los cables. Para ello, se instalaron 12 sensores de carga para monitorear la fuerza de un conjunto de tirantes. La implementación de esta instrumentación tuvo un valor estimado de \$400 millones de pesos (Seña, 2014).

La inversión que implican rutinas de monitoreo temporales o permanentes dentro de cualquier proyecto de ingeniería es extremadamente costosa e inaccesible en muchas ocasiones. Los altos costos se concentran principalmente en los componentes de las metodologías de instrumentación tradicional, como lo son los sistemas de adquisición y transmisión de datos, la longitud del cableado, los tipos de sensores y los costos de trabajo en campo. Adicionalmente, el tiempo de instalación de estos sistemas de monitoreo puede tomar horas e incluso días según la geometría de la estructura y la ubicación espacial de los puntos de medición (Cao & Liu, 2016).

Con respecto a la disposición de fluido eléctrico en campo, los sistemas de monitoreo de salud estructural tradicionales comúnmente se encuentran expuestos a la interrupción eléctrica debido a la exposición del cableado a circunstancias ambientales y operacionales que pueden comprometer el funcionamiento del sistema.

La revisión de literatura llevada a cabo por los profesores Jerome Lynch y Kenneth Loh de la Universidad de Michigan en Estados Unidos (2006), menciona que la eficiencia de los métodos de identificación de daños globales resulta limitada debido a la reducida densidad de puntos de medición que es posible construir gracias al alto costo de adquisición de estos dispositivos. Especialmente en aquellas estructuras expuestas a condiciones ambientales y operacionales drásticamente cambiantes tales como la exposición al calor, al frío, la humedad, la corrosión, entre otros.

Con el fin de relanzar el interés por la instrumentación y la identificación de estructuras, se contempló la necesidad de experimentar en nuevas tecnologías y métodos de monitoreo que implicaran menores inversiones económicas, trabajos de instalación más prácticos y procesos computacionales más eficientes. Particularmente, las redes de sensores inalámbricas han logrado postularse como herramientas potenciales en el desarrollo del monitoreo de salud estructural a partir de sus particulares atributos. La tecnología de sensores, la red de comunicación inalámbrica, la capacidad computacional y el consumo de energía hacen parte del núcleo funcional de estos nuevos sistemas de medición (Lynch & Loh, 2006).

El estudio de Lynch y Loh destaca que la motivación inicial de esta metodología se concentra en su baja inversión económica. La eliminación del cableado coaxial significa una ventaja económica tanto de adquisición como de instalación, y, por ende, una posibilidad de plantear una arquitectura mucho más densa y capacitada para estudiar los componentes estructurales más críticos. Se han podido evidenciar las bajas inversiones económicas asociadas a la implementación de redes de sensores inalámbricas orientadas a la instrumentación de bajo costo. En el año 2006, el prototipo de red de sensores inalámbrica instalada sobre el puente *Golden Gate* en San Francisco (conformada por 64 nodos) alcanzó un costo por nodo de \$600 dólares aproximadamente (Kim et al., 2007). Para el año 2008, las unidades inalámbricas instaladas del sistema de monitoreo estructural en la torre *Aquila*, Italia (conformada por 16 nodos), significó una inversión de €80 euros por cada nodo de medición (Zonta et al., 2010).

Incluso, es posible llegar reducir los costos operacionales de inspección y mantenimiento sobre la infraestructura de puentes en un 25 % si se emplean sistemas de monitoreo de forma permanente (Comisu et al., 2017).

Diversas investigaciones se han efectuado a partir de una ardua experimentación y un extenso trabajo de campo para validar el comportamiento de esta nueva tecnología de instrumentación (Yuen et al., 2004; Spencer et al., 2017; Fraser et al., 2010). Estos sistemas inalámbricos de monitoreo de salud estructural han sido instalados sobre diversas estructuras con el fin de evaluar y desafiar su capacidad ante las condiciones ambientales de cada escenario en particular. Muchos de estos ensayos se han llevado a cabo tanto en estructuras de laboratorio como en puentes, edificios, aeronaves, plataformas de petróleo offshore, embarcaciones navales, entre otras (Lynch & Loh, 2006).

La torre *Aquila* (Figura 3a), parte del castillo de *Buonconsiglio* ubicado en Italia, es una estructura medieval de 31 metros de alto que posee un sistema de instrumentación de comunicación inalámbrica desde el año 2008. Estas unidades de medición están conformadas por un módulo computacional 3MATE! ®¹, un sensor y una batería portátil. La arquitectura de esta red inalámbrica se compone de una (1) estación base y dieciséis (16) nodos. Los nodos se clasifican según el tipo de sensor dispuesto: sensores de condiciones ambientales (temperatura, humedad relativa y luminosidad), sensores de aceleración micro-electromecánicos (MEMS del inglés *Micro-electromechanical Systems*) y sensores de deformación de fibra óptica (Zonta et al., 2010). La Figura 3b presenta el nodo de medición de aceleración del sistema de monitoreo.

¹ 3MATE! TRETEC S.R.L.

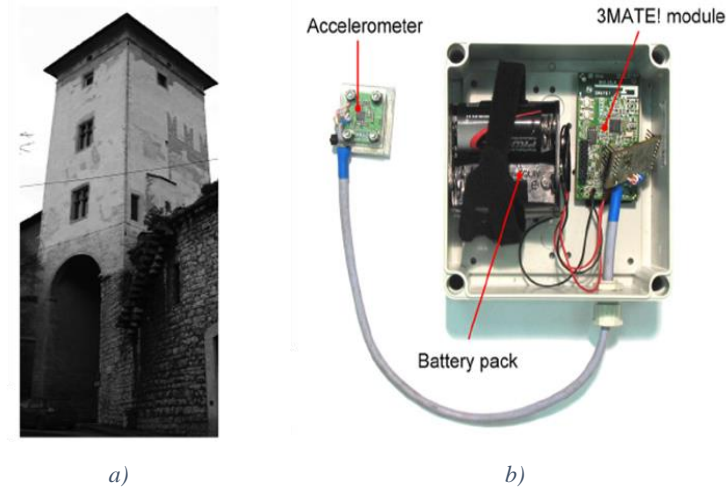


Figura 3. Red de sensores inalámbrica permanente sobre edificación histórica (Zonta et al., 2010): a) torre Aquila y b) nodo de medición de aceleraciones del sistema

El puente atirantado *Jindo* ubicado en Corea del Sur (Figura 4a) posee una de las redes de sensores inteligentes inalámbricas más extensas del mundo, instalada en el año 2009. La configuración de esta instrumentación está conformada por 2 estaciones bases y 70 nodos de medición a lo largo de su infraestructura, cuya longitud es de 484 metros. Los sensores inteligentes inalámbricos permiten disponer de múltiples canales de adquisición, procesos de instalación más sencillos, manejabilidad de datos eficientemente y un consumo energético reducido a partir de una inversión económica menor con respecto a los sistemas de monitoreo tradicionales. Cada nodo de medición está compuesto por una plataforma computacional de sensores inteligentes inalámbricos de alto rendimiento, denominada Imote2 ^{®2}, múltiples sensores, un dispositivo de puerto de enlace y baterías portables (tecnología de celdas fotovoltaicas). A partir de este hardware, es posible monitorear variables como aceleración, velocidad y dirección del viento, temperatura, humedad y luminosidad (Shinae et al., 2010). La Figura 4b muestra la composición de uno de los nodos de medición de la red inalámbrica.

² Imote2 IBB2400AC. Crossbow Technology Inc. (Moog Inc.).

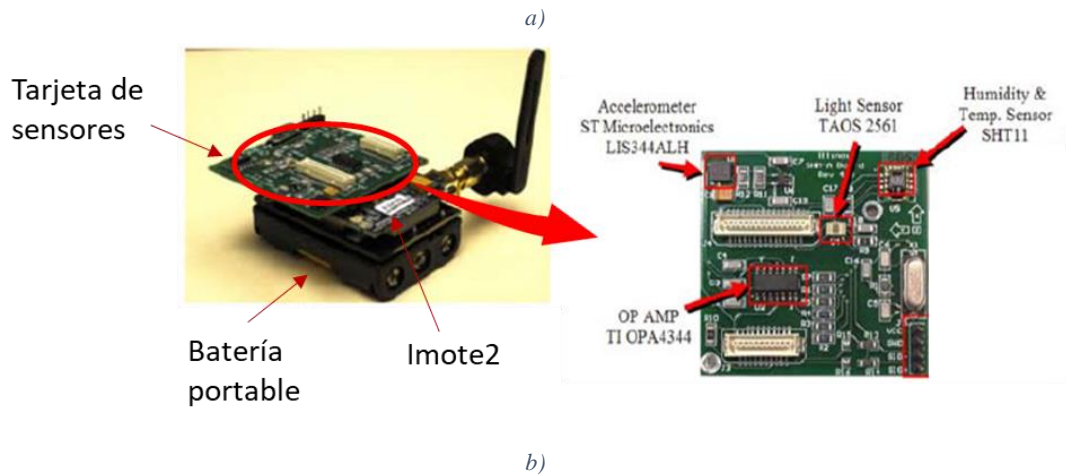


Figura 4. Monitoreo de salud estructural empleando tecnología de sensores inteligentes (Shinae et al., 2010): a) puente atirantado Jindo y b) composición del nodo de medición de vibraciones de la red

Los sensores inalámbricos no se definen como sensores exclusivamente, más bien se catalogan como nodos autónomos de adquisición de datos a los cuales puede ser adherido un sensor de monitoreo tradicional. Estos dispositivos inalámbricos se definen como una plataforma ensamblada por un dispositivo de capacidad computacional móvil, una red de comunicación inalámbrica y dispositivos de medición (Lynch & Loh, 2006). La experimentación y evolución de la capacidad computacional de la unidad inalámbrica ha traído consigo una amplia gama de dispositivos electrónicos capaces de cumplir, de manera más portable y eficiente, el trabajo propio del sistema de adquisición de datos tradicional.

La empresa italiana *Locciono* ha propuesto el diseño de una red inalámbrica de sensores de bajo costo y de alto desempeño. La composición de las unidades inalámbricas está dada por

el ensamblaje de 2 acelerómetros MEMS, un microcontrolador Kinetis KL15 ®³, un módulo de comunicación XBee ®⁴, un GPS y una fuente de energía portable (Giammarini et al., 2016). La Universidad de Michigan Central en Estados Unidos elaboró una plataforma de monitoreo de salud estructural orientado al concepto del Internet de las Cosas (IoT, del inglés *Internet of Things*). Esta se encuentra conformada por un módulo de internet, un módulo computacional Raspberry Pi, un convertidor análogo-digital (ADC, del inglés *Analog-to-Digital Converter*), un convertidor digital-análogo (DAC, del inglés *Digital-to-Analog Converter*), un buffer y un sensor piezoeléctrico (Abdelgawad & Yelamarthi, 2017). De la misma manera, el Colegio de Ingeniería Walchand en India propuso un sistema de red de sensores inalámbrica para realizar ensayos ambientales. Esta red se encuentra conformada por una plataforma de código abierto, una tarjeta Raspberry Pi, un módulo de comunicación XBee ®⁴ y un nodo de medición (Nikhade, 2015).

Las experiencias de instrumentación a gran escala y los trabajos experimentales han funcionado como argumentos para validar la eficiencia y estabilidad de esta generación de redes de monitoreo de salud estructural; asimismo, se han definido los retos más importantes para lograr con éxito esta práctica. La confiabilidad en la adquisición y transmisión de datos, la comunicación inalámbrica, el consumo de energía, el procesamiento de datos y la sincronización de los nodos son algunos desafíos de esta novedosa metodología (Spencer et al., 2017; Giammarini et al., 2016).

La evolución de los sistemas de monitoreo de salud estructural pretende menores inversiones económicas que, además de posibilitar el seguimiento y la evaluación de las propiedades estructurales en un determinado tiempo, permitan estrategias de instrumentación más asequibles para cualquier tipo de estructura. Se resumen en la Tabla 2 las inversiones económicas propias a cada uno de los tipos de sistemas de monitoreo empleados sobre el conjunto de estructuras instrumentadas citadas en este capítulo.

³ Kinetis KL15. Freescale Semiconductor Inc. (NXP Semiconductors).

⁴ Digi Xbee-PRO Zigbee. Digi International Inc.

Tabla 2. Comparativa de costos para los sistemas de monitoreo de salud estructural para cada proyecto

Estructura monitoreada (año)	Tipo de sistema de SHM	Costo aproximado del sistema de SHM (dólares)	Costo/nodo aproximado (dólares)
Puente Tsing Ma (1997)	Tradicional	\$ 8 000 000	\$ 26 667
Puente Bill Emerson Memorial (2005)	Tradicional	\$ 1 500 000	\$ 17 857
Puente Golden Gate (2006)	Red inalámbrica	\$ 38 400	\$ 600
Torre Aquila (2008)	Red inalámbrica	\$ 1429	\$ 89
Puente Jindo (2009)	Red inalámbrica	\$ 35 000	\$ 500

La diversificación y potenciación de los dispositivos tecnológicos y las técnicas numéricas han sido un incentivo a la investigación multidisciplinaria entre la ingeniería estructural y las comunicaciones electrónicas. El desarrollo y la integración de estos tópicos han conestado de un arduo esfuerzo investigativo colaborativo que aún tiene mucho que acaparar.

La evaluación del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo propuesto en este proyecto de grado tiene como objetivo incentivar las estrategias de instrumentación de estructuras de manera más frecuente por medio de metodologías y dispositivos electrónicos económicos, innovadores y competentes.

5. MARCO TEÓRICO

5.1. MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL

Históricamente, las áreas de acción más relacionadas con el monitoreo de salud estructural se vinculan con la ingeniería aeroespacial, civil y mecánica (Farrar & Worden, 2007). El monitoreo de salud estructural se define como la implementación de procesos de identificación de daño y estrategias de evaluación de salud en estructuras. El monitoreo de salud estructural requiere de sistemas de instrumentación asociados a un hardware y software para estudiar detalladamente el desempeño y el ambiente operacional de las estructuras. Esta metodología de monitoreo implica un seguimiento sobre las estructuras a lo largo del tiempo, tomando periódicamente registros de la respuesta estructural y las condiciones ambientales operacionales a partir de un sistema de medición (Chen & Ni, 2018).

La investigación llevada a cabo por Charles Farrar de *Los Alamos National Laboratory* en Estados Unidos y el profesor Keith Worden de *The University of Shiffield* en Reino Unido (2007), define el daño como el cambio introducido sobre el material y/o las propiedades de un sistema que alteren la capacidad de respuesta actual o futura de este. Cualquier tipo de evento considerado como daño posee una repercusión sobre el estado inicial de una estructura. Posteriormente a esta condición, se generan bajo ciertos escenarios alteraciones globales y locales que pueden causar deterioro sobre el sistema. No obstante, la ocurrencia de daño no resulta necesariamente en una falla severa en el funcionamiento del sistema, pero si es capaz de impedir su comportamiento óptimo. A medida que el daño crece, el sistema operacional se encuentra aún más expuesto a alcanzar escenarios donde se compromete la integridad de la estructura. Estos escenarios se conocen como estados de falla.

Los métodos de detección de daño hacen parte de la estrategia de un sistema de monitoreo estructural. Las metodologías de detección de daño permiten a los ingenieros, por medio de herramientas automatizadas, analizar información de la respuesta estructural con el objetivo de identificar alteraciones e inconvenientes. La clasificación y los métodos de identificación de daño dependen de la naturaleza de este. El daño se define como daño local o daño global. Las técnicas de identificación de daño local se basan en identificar deterioro por medio del análisis de los componentes y subcomponentes propios de la estructura real. Por otro lado, las técnicas de identificación de daño global son llevadas a cabo por medio de métodos

numéricos que evalúan las características globales de vibración (formas modales y frecuencias naturales, por ejemplo) de una estructura (Lynch & Loh, 2006).

De igual manera, las condiciones de daño también determinan los parámetros físicos y las características del sistema de monitoreo de salud estructural a tener en cuenta. La dificultad de acceso al sitio de daño, las condiciones ambientales de la estructura, la tecnología a emplear, entre otros, alteran la selección de la estrategia de instrumentación adecuada. La Figura 5 muestra las estrategias de monitoreo de salud estructural, el tipo de información recolectada y la tecnología de medición asociada.

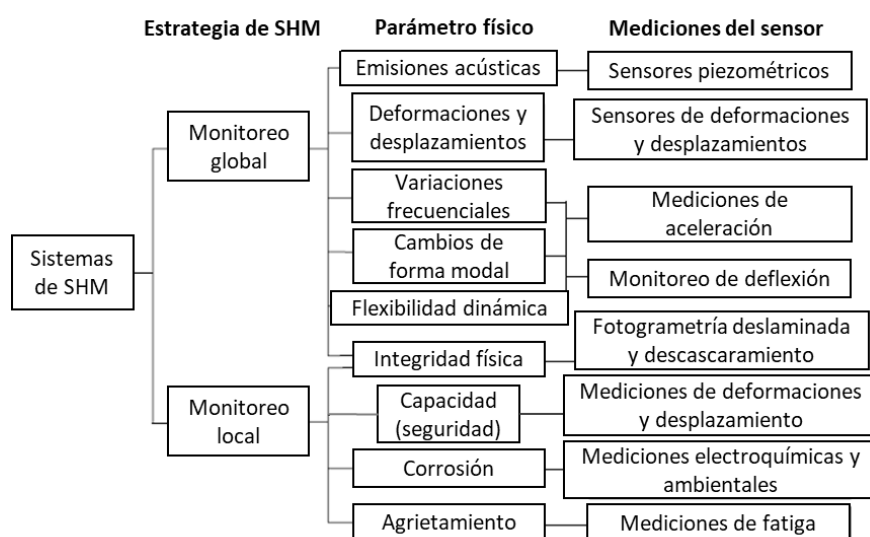


Figura 5. Clasificación de estrategias de monitoreo de salud estructural usuales sobre estructuras civiles (Chen & Ni, 2018)

El reporte LA-13976-MS llevado a cabo por Los Alamos National Laboratory (Sohn et al., 2004) sugiere tres lineamientos que conforman la metodología clásica de implementación del monitoreo de salud estructural: la evaluación de la condición estructural, la configuración experimental y las características del sistema de monitoreo estructural y la extracción de información sobre el estado de la estructura. La Figura 6 presenta el diagrama conceptual que resume las características relevantes de cada lineamiento propuesto.

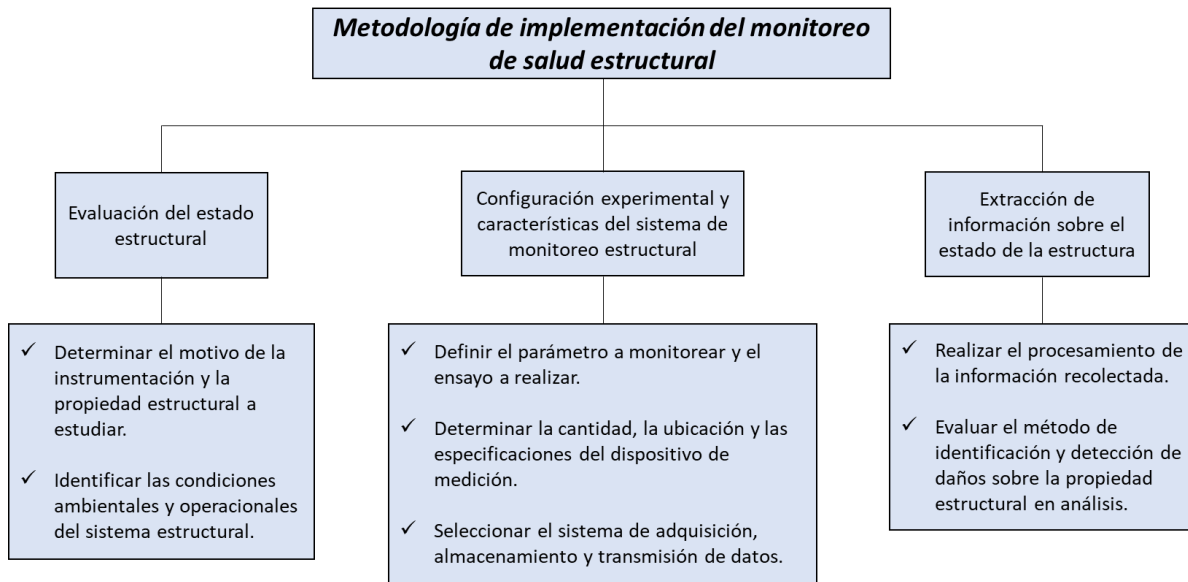


Figura 6. Diagrama conceptual de la metodología de implementación del monitoreo de salud estructural. Fuente: Elaboración propia.

Dentro del trabajo de procesamiento de la información, cabe resaltar que las técnicas de preprocesamiento y tratamiento de datos han permitido mejorar los procesos de análisis involucrados en la extracción de información. Los métodos relacionados con reconocimiento de patrones, inteligencia artificial, espectros de densidad de potencia, entre otros, se han visto considerablemente beneficiados gracias a la evolución de las técnicas numéricas de identificación (Sohn et al., 2004).

Los sistemas de monitoreo de salud estructural constan del ensamblaje de un conjunto de componentes particulares. Cada componente físico del sistema de instrumentación posee características técnicas propias, cumple una labor específica y posee una versatilidad que identifica una estrategia de monitoreo particularmente. Sin embargo, existe un grupo de recursos comunes e importantes que cualquier sistema de medición debe disponer: consumo de energía, ejecución de actividades programadas, almacenamiento y procesamiento de información, comunicación del sistema, evaluación de métodos numéricos de monitoreo estructural, puesta en marcha de sensores, acondicionamiento de señal, entre otros.

5.1.1. Tecnología de sensores

Chen & Ni (2018) definen los sensores como dispositivos que detectan el estado de un sistema y son capaces de proveer información apropiada para evaluar la salud de estructuras civiles. Los sensores empleados en el monitoreo de estructuras son típicamente usados para

vigilancia y control activo de seguridad estructural, almacenamiento de datos para evaluación de condiciones actuales y futuras de diseño, monitoreo y estimación del estado de una estructura y supervisión de deterioros para futuras predicciones de desempeño. Este dispositivo transforma el fenómeno físico medido en una señal eléctrica. La escogencia de un tipo de sensor depende de la variable a ser monitoreada, del tipo de estructura, los materiales de construcción, las condiciones ambientales, el daño esperado, el fenómeno de deterioro, entre otros. En esta investigación se estudian y emplean particularmente sensores de aceleraciones o acelerómetros para monitorear y caracterizar estructuras.

Existen en la literatura una variedad de categorías de acelerómetros según su tipo de funcionamiento. La piezoelectricidad y los sistemas micro-electromecánicos MEMS son algunos de los principios de funcionamiento frecuentados en sensores para el monitoreo de salud en estructuras (Chen & Ni, 2018).

Los sensores piezoeléctricos convierten las magnitudes mecánicas en cantidades eléctricas por medio de las propiedades piezoeléctricas de algunos materiales naturales propios (cuarzo) o de materiales compuestos por el hombre (cerámicas policristalinas). Como consecuencia de la piezoelectricidad, la cantidad de carga acumulada es directamente proporcional a la fuerza aplicada. En acelerómetros piezoeléctricos, una masa se encuentra adherida a un cristal. Cuando una excitación ocurre en la base del acelerómetro, la fuerza inercial asociada a la masa genera una deformación en el cristal. El material piezoeléctrico causa una carga eléctrica proporcional a su deformación. Esta carga es transformada en voltaje por medio de un acondicionador de señal para, posteriormente, cuantificar la señal como aceleración por medio de la sensibilidad del dispositivo (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

Los sistemas MEMS se definen como sistemas micro-electromecánicos fabricados por técnicas microelectrónicas. Estas técnicas de fabricación crean estructuras de medición mecánicas de tamaño microscópico, usualmente en silicio. Más precisamente, los sistemas MEMS están compuestos por microestructuras mecánicas, microsensores, microactuadores y microelectrónica. Los acelerómetros MEMS cuentan con un sistema de masa amortiguada a un resorte. Cuando el sensor es acelerado, el movimiento de la masa es medido por electrodos. La señal analógica captada es sometida a métodos de procesamiento de señal y es convertida de manera digital. Posteriormente, la señal digital es convertida a aceleraciones

por medio de factores de calibración (PCB Piezotronics, 2020; Prime Faraday Partnership, 2002; Xsens, 2020).

5.1.2. Adquisición de datos

Los sistemas de adquisición de datos convierten las señales análogas o digitales, transmitidas por sensores cableados o redes inalámbricas, en información digital. La señal o información digital una vez convertida, es almacenada de manera permanente o puede ser procesada localmente para reducir la cantidad de la información (Chen & Ni, 2018). Las características del sistema adquisición de datos están ligadas de cierta manera al sistema de monitoreo de salud estructural. Por ejemplo, el acondicionamiento de la señal en un sistema de monitoreo tradicional ocurre en la unidad de adquisición de datos, mientras que en las redes de sensores inalámbricas la señal puede ser convertida digitalmente por el acelerómetro propiamente. La Figura 7a muestra un equipo de adquisición de datos propio de un sistema de medición tradicional y la Figura 7b ilustra el acondicionamiento de la señal dentro del hardware de un típico nodo de medición inalámbrico.

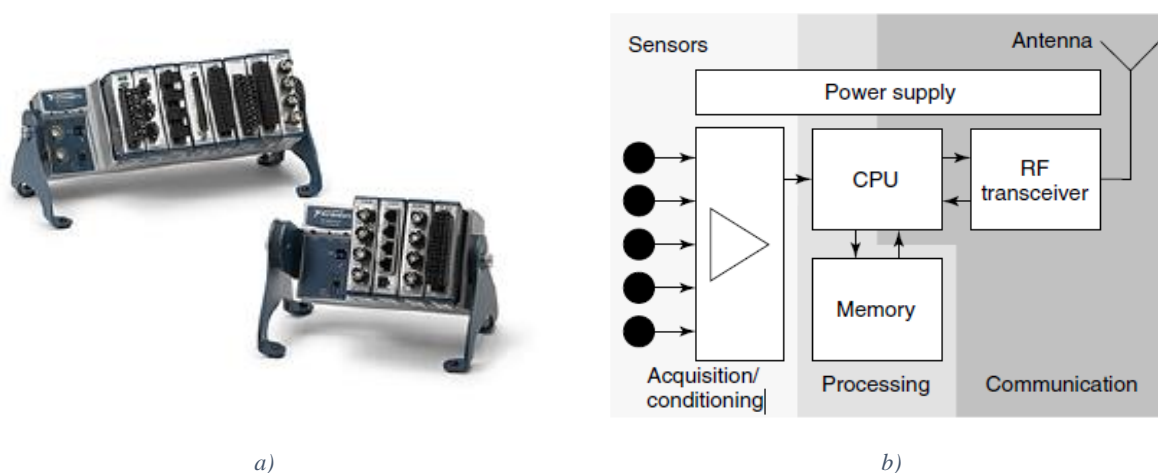


Figura 7. Sistemas de adquisición de datos: a) plataforma de adquisición de datos NI CompactDAQ (National Instruments, 2015) y b) hardware de un nodo de medición inalámbrico (Bischoff et al., 2008)

Rainieri & Fabbrocino (2014) definen que el acondicionamiento de la señal se realiza por medio de un convertidor análogo-digital ADC. El ADC es un dispositivo que modifica la señal continua registrada por los sensores en una secuencia digital de números que representan la amplitud de la señal. La conversión está basada en la discretización del tiempo (muestreo) y la amplitud de la señal (cuantificación). La cuantificación introduce un pequeño valor de error debido a que las amplitudes continuas de la señal son aproximadas por un

número finito de valores discretos. Sin embargo, este error usualmente suele ser insignificante con respecto a mediciones de ruido, por ejemplo. El error inducido por la cuantificación se torna importante solamente cuando se trata de una baja resolución.

La capacidad de un ADC se define en términos del número de bits que posee el procesador interno. Este número de bits o resolución se precisa como el paso de medición más pequeño que puede ser detectado y se relaciona con el número de bits menos significativos (LSB, del inglés *Least Significant Bit*). El nivel de ruido del ADC está relacionado con el número de bits ocupados por el ruido cuando la señal de entrada es cero. Por otro lado, el rango dinámico de este dispositivo se define como la relación entre el valor más alto y el valor más bajo que el ADC puede registrar sin problemas de distorsión significativos y se expresa en decibeles (dB) usualmente. La tasa de muestreo es el número de muestras tomadas por segundo (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

5.1.3. Transmisión de datos

El sistema de transmisión de datos conduce la información registrada por los dispositivos de medición hacia el lugar de almacenamiento de datos. Comúnmente esta comunicación se ha dado por medio de dos métodos: la transmisión de datos cableada y la transmisión de datos inalámbrica.

La metodología de transmisión de datos cableada transfiere, de manera directa, la señal análoga tomada por el sensor hasta el sistema de adquisición de datos ubicado en el punto de acopio por medio de cables coaxiales (Figura 8). A medida que esta distancia se hace más larga, la señal análoga es degradada por un componente importante de ruido proveniente del recorrido del cable. Las conexiones y terminales hacen parte de la transmisión cableada de datos y pueden llegar a ser fuentes críticas de ruido si no son dispuestos adecuadamente. De igual manera, la exposición a las condiciones ambientales (cambios de humedad y temperatura, lluvias y rayos solares) son factores que pueden perturbar la transmisión de datos cableada si no son tenidos en cuenta. Una vez la señal análoga llega al centro de datos del sistema, esta es convertida en formato digital y puede ser extraída la información necesaria para conocer los parámetros ingenieriles relevantes (Sohn et al., 2004; Rainieri & Fabbrocino, 2014).



Figura 8. Sistema de monitoreo tradicional de transmisión de datos cableado: a) estación base del sistema y b) cableado coaxial del sistema de medición

Los sistemas o redes de sensores inalámbricos consisten en una red de comunicación conformada por pequeñas computadoras equipadas con uno o varios sensores. Cada una de estas pequeñas unidades de cómputo representa un nodo de medición de la red. La comunicación de la red de manera interna se da por medio de técnicas de radiofrecuencia. El nodo de medición se define como un Sistema en Chip (SoC, del inglés *System on Chip*) que cuenta con una plataforma integrada por un sensor MEMS, un microcontrolador, tecnologías de transmisión inalámbrica y un circuito integrado. La red de comunicación conformada por un conjunto de nodos se encarga de transmitir de manera inalámbrica la señal, una vez es adquirida y acondicionada en el mismo nodo de medición, hacia la unidad de almacenamiento local o remota (Bischoff et al., 2008). La Figura 9 presenta un esquema del proceso de transmisión de datos hasta el lugar de almacenamiento de información.

Cada uno de los nodos remotos posee un tiempo de sincronización independiente y cuenta con un ADC propio. Por lo tanto, la red inalámbrica necesita contar con un procedimiento capaz de sincronizar el funcionamiento de los sensores y, de esta manera, prevenir errores en la aplicación de herramientas matemáticas (funciones de correlación cruzadas y funciones de densidad espectral cruzadas, por ejemplo) que permiten diagnosticar las propiedades de la estructura posteriormente (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

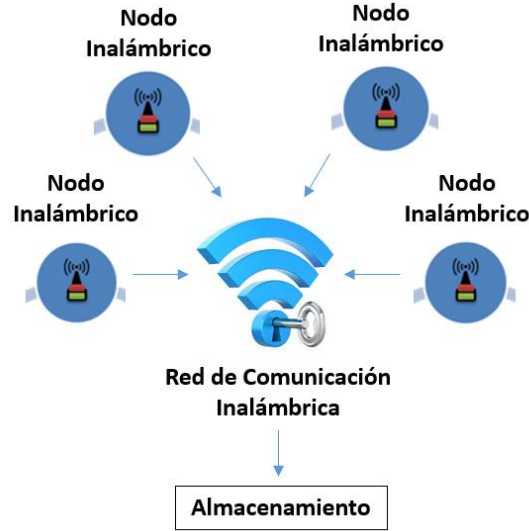


Figura 9. Esquema de transmisión de datos inalámbrica de un sistema de medición. Fuente: Elaboración propia

5.2. DINÁMICA ESTRUCTURAL

La respuesta dinámica clásica se define a partir de un modelo físico que involucra la masa, la rigidez y las propiedades de amortiguamiento de un sistema sometido por una fuerza externa dinámica. Estas propiedades físicas se expresan en forma de ecuaciones diferenciales parciales y hacen parte de la ecuación diferencial de movimiento (Chopra, 2014):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = p(t) \quad (1)$$

Donde M es la matriz de masa, C es la matriz de amortiguamiento, K es la matriz de rigidez, u es la respuesta en desplazamiento del sistema y $p(t)$ se conoce como la fuerza dinámica excitadora. La ecuación 1 define el comportamiento dinámico de sistemas lineales de múltiples grados de libertad como el mostrado en la Figura 10.

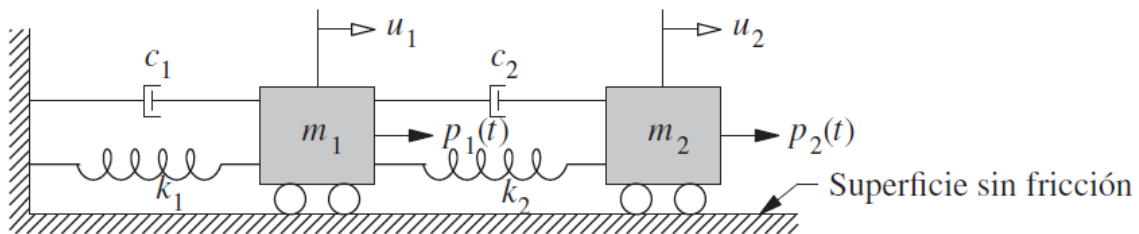


Figura 10. Sistema lineal clásico de dos grados de libertad (Chopra, 2014)

La respuesta del sistema en vibración armónica con amortiguamiento viscoso está compuesta por una respuesta transitoria y por una respuesta permanente. Esta expresión se define en la ecuación 2, en la cual el primer término pertenece a la respuesta transitoria y los dos últimos términos hacen referencia a la respuesta permanente.

$$u(t) = e^{-\zeta w_n t} (A \cos(w_D t) + B \sin(w_D t)) + C \sin(wt) + D \cos(wt) \quad (2)$$

Donde,

$$A = u(0) \quad (3)$$

$$B = \frac{\dot{u}(0)}{w_n} \quad (4)$$

$$C = \frac{p_0}{k} \left(\frac{1 - \left(\frac{w}{w_n}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{w}{w_n}\right)^2\right)^2 + \left(2\zeta \left(\frac{w}{w_n}\right)\right)^2} \right) \quad (5)$$

$$D = \frac{p_0}{k} \left(\frac{-2\zeta \left(\frac{w}{w_n}\right)}{\left(1 - \left(\frac{w}{w_n}\right)^2\right)^2 + \left(2\zeta \left(\frac{w}{w_n}\right)\right)^2} \right) \quad (6)$$

Donde p_0 es la amplitud de la excitación, w es la frecuencia circular de la excitación, w_n es la frecuencia circular natural de vibración y ζ es la razón de amortiguamiento. En esta investigación, la respuesta dinámica del sistema en vibración es dominada por la aleatoriedad de la excitación ambiental en análisis.

La respuesta en vibración libre ocurre cuando es perturbado el equilibrio estático de un sistema estructural y se permite su vibración sin ningún tipo de excitación dinámica externa, es decir, $p(t)$ es equivalente a 0. A partir de esta respuesta, la fracción de amortiguamiento cumple una función importante en el fenómeno de decaimiento del movimiento que presenta el sistema. La ecuación diferencial que rige la vibración libre de un sistema amortiguado de múltiples grados de libertad se define como (Chopra, 2014):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (7)$$

Según Chopra (2014), la relación entre la aceleración \ddot{u} en el tiempo t , con respecto a su valor en un periodo de vibración completo T_D después, es independiente de la variable tiempo. Esta relación puede expresarse por medio de la ecuación 8.

$$\frac{\ddot{u}(t)}{\ddot{u}(t + T_D)} = e^{\frac{2\pi j\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}}} \quad (8)$$

El logaritmo natural de esta relación se denomina decremento logarítmico y se describe en la siguiente ecuación.

$$\ln\left(\frac{\ddot{u}_1}{\ddot{u}_{j+1}}\right) = \delta = \frac{2\pi j\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (9)$$

Donde j hace referencia al número de periodos de vibración transcurridos y ζ indica la razón de amortiguamiento, como se definió previamente.

5.3. ANÁLISIS MODAL

El análisis modal es una metodología que se encarga de determinar las características dinámicas de un sistema en términos de frecuencias naturales, formas modales y razones de amortiguamiento, para formular un modelo matemático que determine el comportamiento dinámico del sistema. El análisis modal está fundamentado en la respuesta en vibración de un sistema dinámico lineal invariante en el tiempo. Este sistema puede ser expresado como una combinación lineal de movimientos armónicos simples denominados modos naturales de vibración. Los modos naturales de vibración son propiedades inherentes de un sistema dinámico y están sujetos completamente a las propiedades físicas (masa, rigidez y amortiguamiento) y distribuciones espaciales del sistema. Cada modo de vibración posee parámetros modales propios: frecuencia natural, forma modal y razón de amortiguamiento (He & Fu, 2001).

La identificación de las propiedades modales de un sistema estructural es el proceso que correlaciona las características dinámicas de un modelo matemático con las propiedades físicas de un sistema derivado de mediciones experimentales. Los ensayos de vibraciones se han implementado en el campo de la dinámica estructural debido a que posibilita la realización de un conjunto de análisis importantes: determinar la respuesta dinámica bajo

diferentes condiciones ambientales, monitorear la salud estructural y detectar daños asociados, correlacionar modelos de elementos finitos y resultados experimentales, evaluar modificaciones estructurales, construir modelos de control de vibración activa, entre otros. Además, las técnicas de análisis estructural han evolucionado de manera sofisticada y estas han permitido llevar a cabo modelos y aproximaciones más precisas (Brincker & Ventura, 2015).

El método de análisis modal desarrollado en la presente investigación se rige bajo el marco conceptual del análisis modal operacional (OMA, del inglés *Operational Modal Analysis*) empleando la técnica de descomposición del dominio frecuencial (FDD, del inglés *Frequency Domain Decomposition*) y evaluando la correlación de los modos de vibración identificados a través del criterio de garantía modal (MAC, del inglés *Modal Assurance Criterion*). Adicionalmente, se utiliza la distribución tiempo-frecuencia para estudiar el comportamiento dinámico del sistema a través del tiempo.

5.3.1. Análisis modal operacional (OMA)

La amplia investigación de literatura realizada por el profesor Rune Brincker de la Universidad Técnica de Dinamarca y el profesor Carlos Ventura de la Universidad de British Columbia en Canadá (2015), define que las técnicas del análisis modal operacional se basan en los ensayos de vibración ambiental. Las condiciones ambientales y operacionales (i.e. viento, tráfico vehicular, ocupantes) se desconocen y no es posible saber con precisión los niveles de vibración que estas excitaciones inducen en la estructura. La tecnología y la sensibilidad de los sensores empleados debe ser rigurosa con el fin de instrumentar de manera precisa los parámetros dinámicos a partir de las condiciones ambientales del sitio. Por otro lado, la logística necesaria para llevar a cabo estos ensayos es relativamente sencilla y requiere de una baja inversión económica.

Según Brincker & Ventura (2015), el concepto fundamental de las técnicas de análisis modal operacional es que la estructura está siendo excitada por un componente característico de ruido blanco. Es decir, el fenómeno de vibración ocasionado es aleatorio y la energía distribuida sobre un amplio rango de frecuencias cubre el ancho frecuencial de las propiedades modales de la estructura. Sin embargo, lo único que se considera importante es que todos los modos de interés sean adecuadamente excitados y que sus contribuciones sean

capturadas por medio de la instrumentación realizada. Esta asunción implica que la excitación o carga de entrada no dirige al sistema a un comportamiento frecuencial particular y por lo tanto cualquier frecuencia asociada de manera significativa refleja una respuesta modal de la estructura. No obstante, algunas perturbaciones ambientales, tales como máquinas operacionales que funcionan a una frecuencia específica, pueden orientar la frecuencia de la estructura a modos de vibración que no pertenecen a la respuesta modal propia. Por ende, los métodos y algoritmos de análisis de ensayos de vibración ambiental deben ser capaces de distinguir los modos naturales estructurales de los modos operacionales impuestos.

Debido a que se desconoce la fuerza inducida y no es posible calcular una función de respuesta frecuencial, el análisis se realiza por medio de funciones de correlación y funciones de densidad espectral estimadas en la respuesta operacional. La estimación de la función de correlación asume que esta atrapa toda la información sobre las características modales de la señal aleatoria y esta función puede ser considerada como un registro de vibración libre del sistema. La función de correlación se determina por medio de la ecuación 10 (Brincker & Ventura, 2015).

$$\hat{R}(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^T y(t)y^T(t + \tau)dt \quad (10)$$

Donde $y(t)$, τ y T son el vector de información durante la serie de tiempo registrado, un delta de tiempo y la duración total de la serie de tiempo, respectivamente.

La estimación de la densidad espectral es posible determinarla calculando, inicialmente, la función de correlación por medio de la ecuación 10 para luego aplicar la Transformada de Fourier Discreta (DFT, del inglés *Discrete Fourier Transform*) y encontrar la función de densidad espectral.

5.3.2. Descomposición del dominio frecuencial (FDD)

Esta técnica de identificación modal es una extensión de la aproximación clásica conocida como la técnica básica en el dominio frecuencial (*Peak Picking*). La técnica de descomposición del dominio frecuencial está basada en la descomposición de los valores singulares de la matriz de densidad espectral. La matriz de densidad espectral se descompone

en un grupo de funciones de auto densidad espectral donde cada una de estas corresponde a un grado de libertad del sistema. A partir de los valores singulares de estas funciones, es posible estimar las frecuencias naturales de vibración y las formas modales. Estas estimaciones son precisas cuando la excitación de entrada se define como ruido blanco, la estructura posee propiedades de amortiguamiento bajas y las formas modales de modos cercanos son geoméricamente ortogonales (Brincker et al., 2000). Esta técnica se considera relativamente sencilla de emplear y no requiere de un gasto computacional considerable.

La relación existente entre la excitación desconocida $x(t)$ y la respuesta medida $y(t)$ puede expresarse a través de la ecuación 11 (Brincker et al., 2000):

$$G_{yy}(j\omega) = \bar{H}(j\omega)G_{xx}(j\omega)H(j\omega)^T \quad (11)$$

Donde $G_{xx}(j\omega)$ es la matriz de densidad espectral de la señal de entrada $r \times r$, y r es el número de entradas; $G_{yy}(j\omega)$ es la matriz de densidad espectral de la señal de respuesta o salida $m \times m$, y m es el número de respuestas medidas; y $H(j\omega)$ es la matriz de la función de respuesta frecuencial $m \times r$. La barra superior denota conjugada compleja y la T señala la transpuesta de una matriz.

La respuesta de una estructura puede ser expresada en términos de coordenadas modales según la ecuación 12 (Pioldi et al., 2014).

$$y(t) = \sum_{k=1}^n \Phi_k p_k(t) = \Phi p(t) \quad (12)$$

Donde Φ_k es la matriz de formas modales y $p(t)$ es el vector de coordenadas principales.

Las señales de respuesta (parámetro medido) deberían estar correlacionadas, con el propósito de obtener la matriz de las funciones de autocorrelación y de correlación cruzada en el dominio del tiempo $R_{yy}(\tau)$, a un punto de partida del algoritmo FDD (Brincker & Zhang, 2009):

$$R_{yy}(\tau) = E[y(t + \tau)y(t)] = E[\Phi p(t + \tau)p(t)^T \Phi^T] = \Phi R_{pp}(\tau) \Phi^T \quad (13)$$

Donde $R_{pp}(\tau)$ es la matriz de respuesta de autocorrelación y correlaciones cruzadas en coordenadas principales y E señala el valor esperado.

Las funciones de autocorrelación y correlación cruzada de la ecuación 13 son transformadas al dominio de frecuencia por medio de la Transformada Discreta de Fourier para obtener la matriz de respuestas de densidad espectral de potencia $G_{yy}(\omega)$:

$$G_{yy}(\omega) = \Phi G_{pp}(\omega) \Phi^T \quad (14)$$

Para la cual, $G_{pp}(\omega)$ es la matriz de respuesta de densidad espectral de potencia en coordenadas principales. La matriz de densidad espectral de potencia $G_{yy}(\omega)$ es Hermitiana, definida como $G_{yy}^H(\omega) = G_{yy}(\omega)$.

Es posible asumir que las coordenadas modales no estén correlacionadas. Partiendo de esta suposición, las funciones de correlación cruzadas de la respuesta desaparecen y $R_{pp}(\tau)$ y $G_{yy}(\omega)$ son asumidas como matrices diagonales. Luego, si las formas modales (columnas de la matriz Φ) son ortogonales entre sí, la descomposición espectral puede ser representada según la ecuación 15 (Pioldi et al., 2014).

$$G_{yy}(\omega) = \sum_{k=1}^n G_k(\omega) \Phi_k \Phi_k^T \quad (15)$$

Donde $G_k(\omega)$ es la función de densidad auto espectral de la k-ésima coordenada modal. Posteriormente, teniendo en cuenta la ecuación 14, es posible aplicar la descomposición de valores singulares de la matriz de respuesta de densidad espectral de potencia para cada una de las líneas frecuenciales $\omega = \omega_i$:

$$G_{yy}(\omega_i) = U_i S_i U_i^H \quad (16)$$

Donde, para cada línea de frecuencia $\omega = \omega_i$, U_i es la matriz de los n vectores singulares u_{ij} y S_i es la matriz diagonal que contiene los n valores singulares s_{ij} . El primer valor singular de la frecuencia resonante k-ésima estimada, se normaliza unitariamente y se obtiene una forma modal relacionada:

$$\Phi_k = u_{k1} \quad (17)$$

5.3.3. Criterio de garantía modal (MAC)

Este criterio de comparación cuantitativa de vectores modales es una de las herramientas empleadas más populares. El criterio MAC es un indicador estadístico. Este método de análisis de regresión lineal basado en mínimos cuadrados genera un indicador bastante

sensible a la mayor diferencia entre los valores comparados, sin embargo, produce una sensibilidad muy baja para pequeños cambios o magnitudes. El valor MAC puede tomar valores entre 0 (significando ninguna consistencia) y 1 (representando consistencia total) (Pastor et al., 2012). Un valor típico adoptado como nivel de rechazo MAC es igual a 0.8, para el cual valores mayores a este indican una correspondencia significativa mientras que valores muy pequeños reflejan poca consistencia (Rainieri & Fabbrocino, 2014). El criterio MAC ha sido usado como una constante de correlación de formas modales para cuantificar la precisión de las formas modales identificadas o calculadas. Este criterio es calculado como el producto escalar normalizado de dos vectores por medio de la ecuación 18 (Pastor et al., 2012).

$$MAC(r, q) = \frac{|\{\varphi_A\}_r^T \{\varphi_X\}_q|^2}{(\{\varphi_A\}_r^T \{\varphi_A\}_r)(\{\varphi_X\}_q^T \{\varphi_X\}_q)} \quad (18)$$

En donde $\{\varphi_A\}_r$ es el vector modal analítico correspondiente al modo r , $\{\varphi_X\}_q$ representa el vector modal de prueba perteneciente al modo q y T señala la matriz transpuesta. Estos valores escalares constituyen una matriz que puede ser representada gráficamente de varias maneras, desde matrices 2D hasta diagramas de barras tridimensionales.

5.3.4. Distribución tiempo-frecuencia

El análisis de distribución tiempo-frecuencia se emplea para identificar las frecuencias naturales de una estructura. Esta técnica de análisis permite reconocer el comportamiento frecuencial predominante propio de la estructura durante un periodo de tiempo y, de esta manera, separar las frecuencias externas (operacionales, ambientales o de ruido) del sistema. Tradicionalmente, los métodos de análisis se han basado en el espectrograma calculado a partir de la Transformada de Fourier de tiempo corto o Transformada de Fourier Discreta. La Transformada de Fourier Discreta se define a partir de la ecuación 19 (Tischer et al., 2007).

$$x(n) = \sum_{k=0}^{N-1} c_k e^{\frac{j2\pi kn}{N}} \quad (19)$$

Donde $x(n)$ es la señal periódica discreta en el tiempo, N es el periodo de la señal y los c_k son los coeficientes de la representación en serie de Fourier, los cuales se determinan por medio de la ecuación 20.

$$c_k = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} x(n) e^{-\frac{j2\pi kn}{N}} \quad (20)$$

5.4. ENSAYOS DE VIBRACIÓN

Existen diferentes tipos de ensayos de vibración que permiten realizar análisis exhaustivos sobre las propiedades de un sistema estructural. Cada uno de estos ensayos de vibración involucra un conjunto de variables particulares tales como el método de excitación, la metodología de análisis, la sensibilidad de equipos, la inversión económica, entre otros. A partir de la evaluación de estos factores, se decide qué tipo de ensayo en particular es adecuado emplear. Los ensayos de vibración considerados para esta investigación se definen de la siguiente manera:

- Ensayo de barrido frecuencial: un ensayo de barrido frecuencial se define como un movimiento sinusoidal controlado, reproducido por un dispositivo excitador, de desplazamiento constante sometido a la variación de un rango de frecuencias de excitación definidas.
- Ensayo de vibración ambiental: un ensayo de vibración ambiental se define como un registro de la respuesta estructural de un sistema en vibración ante condiciones naturales ambientales y operacionales (Brincker & Ventura, 2015).
- Ensayo de vibración forzada: un ensayo de vibración forzada se considera como el registro de vibraciones de la respuesta estructural debido a una excitación específica externa del sistema (Paz & Kim, 2019).
- Ensayo de vibración libre: un ensayo de vibración libre se determina como aquel registro de vibración de un sistema en ausencia de una fuerza excitadora externa (Paz & Kim, 2019).

La revisión literaria llevada a cabo en este capítulo permite establecer fundamentos, metodologías y técnicas a emplear durante la presente investigación, con el propósito de comprender y evaluar de la mejor manera el objeto de estudio planteado.

6. METODOLOGÍA

El proceso de validación del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo se realizó por medio de la comparación y evaluación de un conjunto de experimentaciones a pequeña y a gran escala a partir de un sistema de monitoreo de salud estructural de referencia. Los ensayos experimentales propuestos en esta investigación tienen el objetivo de estimar el alcance, conocer el desempeño e identificar las debilidades del sistema de medición de bajo costo ante distintos escenarios ambientales. El análisis experimental y la caracterización de las propiedades dinámicas de las estructuras se realiza de manera determinística. La metodología de esta investigación está compuesta por tres elementos fundamentales: el procedimiento de análisis, los sistemas de monitoreo de salud estructural y la descripción de los ensayos experimentales.

6.1. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

El procedimiento de análisis define las consideraciones y la dinámica que se empleó en el presente trabajo de tesis para realizar la toma de la información, el preprocesamiento de la información y el procesamiento y evaluación de la información según cada ensayo experimental. La Figura 11 presenta el diagrama de flujo que describe la interacción y los detalles entre las consideraciones anteriormente mencionadas.

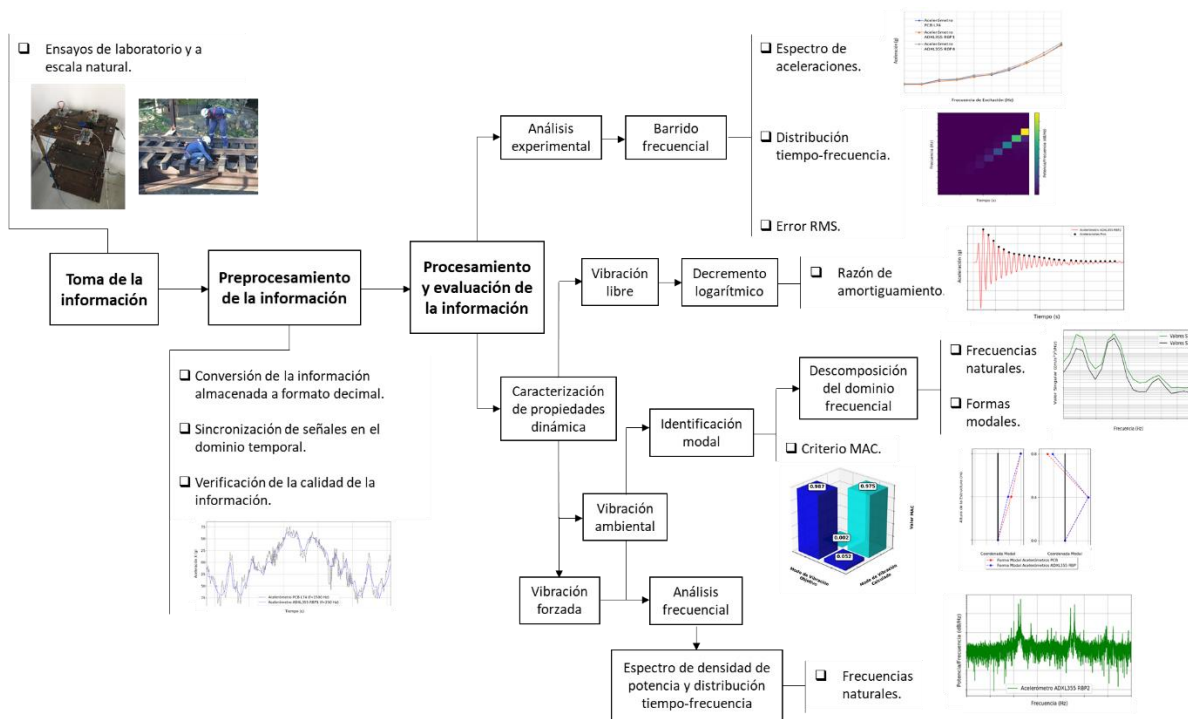


Figura 11. Diagrama de flujo del procedimiento de análisis de la presente investigación. Fuente: Elaboración propia.

La toma o recolección de la información se define como la recopilación de datos de la respuesta de un sistema en términos de aceleraciones por medio de los sistemas de monitoreo estructural. Esta toma de información se llevó a cabo sobre ensayos de laboratorio y ensayos a escala natural. Para ello, se requirió previamente de la planeación de una configuración y un montaje experimental de los ensayos de vibración según las propiedades del sistema estructural a instrumentar y las condiciones ambientales y operacionales del lugar.

Una vez se concluye con la toma de la información a través de los sistemas de monitoreo de salud estructural, se realiza el preprocesamiento de la información. Para los registros obtenidos del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo, las aceleraciones registradas en formato binario se someten a una rutina de programación para convertir el parámetro físico medido en formato decimal y expresarlo en términos de gravedad (g). Para las mediciones tomadas por el sistema de monitoreo de salud estructural de referencia, la señal eléctrica captada (voltaje) se afecta por un factor de sensibilidad del sensor de medición para, de esta manera, convertirla en aceleraciones en términos de gravedad (g). Según el análisis y evaluación de los ensayos experimentales, esta información se somete a un proceso de remuestreo empleando el método de Fourier, teniendo en cuenta la señal a ser

remuestreada y el número de datos resultantes según la frecuencia de remuestreo. Más tarde, las señales registradas por el sistema de medición de bajo costo se sincronizan con respecto al sistema de medición de referencia en el dominio temporal. Posteriormente, se verifica si las señales registradas poseen desplazamientos en amplitud con respecto a su origen (conocido en inglés como *DC offset*), caídas de amplitud, picos anómalos o ruido, y se evalúa si este tipo de perturbaciones comprometen la calidad de la información preprocesada. Una vez la calidad de la información registrada es la adecuada, se disponen a ser procesados los registros de aceleraciones.

Finalmente, se realiza el procesamiento y evaluación de la información teniendo en cuenta que la validación del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo se estudia a partir de dos perspectivas de análisis: la caracterización de propiedades dinámicas y el análisis experimental. La caracterización de propiedades dinámicas se realiza por medio de ensayos de vibración ambiental, vibración forzada y vibración libre sobre estructuras. El objetivo de la caracterización dinámica es determinar las frecuencias naturales, las formas modales y las propiedades de amortiguamiento empleando la identificación modal, el análisis frecuencial y el decremento logarítmico. Mientras tanto, el análisis experimental considera específicamente los ensayos de barrido frecuencial a partir de un simulador sísmico. El objetivo de este análisis es hallar los espectros de aceleraciones, las distribuciones tiempo-frecuencia y la determinación del error RMS.

6.2. SISTEMAS DE MONITOREO DE SALUD ESTRUCTURAL

6.2.1. Sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo

El sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo consiste en una red de comunicación inalámbrica conformada por nodos de medición independientes y una estación base. Este sistema de instrumentación cumple la función de medir la respuesta de un sistema estructural en términos de aceleraciones y comunicar inalámbricamente la información hacia una estación base, donde se analiza y caracterizan las propiedades dinámicas de la estructura. Este sistema de medición inalámbrico de bajo costo está diseñado para actividades de monitoreo estructural temporales. En el desarrollo experimental de este documento, se

menciona el sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo como sistema de medición de prueba.

6.2.1.1. Diseño del hardware

El sistema de medición de bajo costo se compone de 3 elementos principales: el nodo de medición, la red de comunicación inalámbrica y la estación base. La Figura 12 presenta la arquitectura propuesta para el funcionamiento del sistema.



Figura 12. Componentes del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo. Fuente: Elaboración propia

El elemento clave del sistema de monitoreo estructural de bajo costo es el nodo de medición. El nodo de medición cuenta con el ensamblaje de un microprocesador Raspberry Pi 3B+ y un sensor de aceleraciones MEMS ADXL355. La Figura 13 presenta la composición del nodo de medición propuesto.

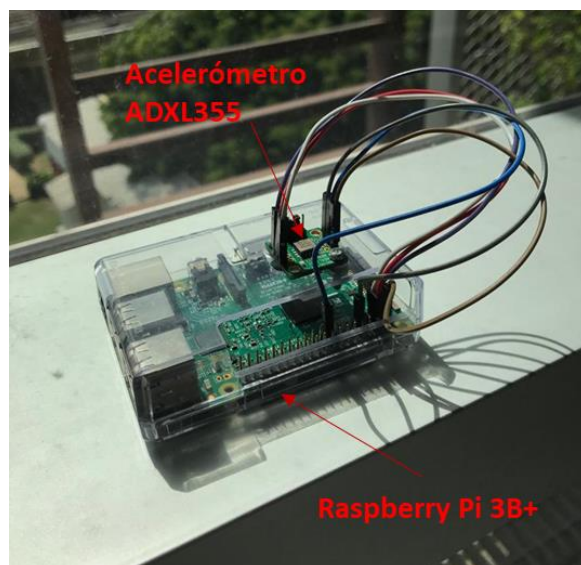


Figura 13. Nodo de medición tipo del sistema de monitoreo estructural de bajo costo

La unidad de cómputo Raspberry Pi 3B+ es un producto comercial de *Raspberry Pi Foundation*. Esta tarjeta electrónica se define como un Sistema en Chip (SoC) que cuenta con un procesador *Broadcom* BCM2837B0 ARMv8 Cortex-A53 (64-bits) y una memoria RAM LPDDR2 de 1 GB, posee un protocolo de conexión inalámbrica LAN IEEE 802.11.b/g/n/ac y un puerto ethernet, además de un módulo Bluetooth 4.2. La tarjeta electrónica del Raspberry Pi 3B+ dispone de 4 entradas puerto USB 2.0, 1 entrada HDMI y 40 pines GPIO. El microprocesador Raspberry Pi 3B+ se caracteriza por ser un dispositivo ágil, confiable, de bajo costo (\$38.5 dólares) (Allied Electronics & Automation, 2020) y de bajo consumo energético. El dispositivo requiere de una fuente de alimentación nominal de 5.0 V y una corriente de 2.5 A (Raspberry Pi Foundation, 2018). La Figura 14a presenta la tarjeta física del Raspberry Pi 3B+.

El acelerómetro ADXL355 es un producto original de la empresa *Analog Devices*. El acelerómetro triaxial digital ADXL355 es un dispositivo MEMS que cuenta con un ADC de 20 bits de resolución. Este módulo posee una sensibilidad de 3.9 $\mu\text{g}/\text{LSB}$ para un rango de medición de ± 2.048 g. El acelerómetro ADXL355 requiere de una fuente de alimentación nominal igual a 3.3 V y una corriente igual a 200 μA durante su funcionamiento (Analog Devices, 2018a). Este dispositivo se destaca, de igual manera, por su bajo costo de adquisición (\$35 dólares) (Analog Devices, 2020). El módulo del acelerómetro se muestra en la Figura 14b.



a)



b)

Figura 14. Elementos del nodo de medición del sistema: a) microprocesador Raspberry Pi 3B+ y b) acelerómetro ADXL355

La red de comunicación inalámbrica se establece por medio del enrutador Nexxt Nebula 300 (Yoytec Computer S.A., 2020), que actúa como punto de acceso a internet para la estación base y cada uno de los nodos de medición. La estación base, conformada por el enrutador de la red y una computadora, es el centro encargado del control remoto de los nodos de medición y del procesamiento y análisis de la información. La computadora empleada cuenta con un procesador Intel Core i7 y una memoria RAM de 8 GB.

6.2.1.2. Diseño del software

El microprocesador Raspberry Pi 3B+ es la unidad computacional encargada de administrar el consumo energético del nodo de medición, ordenar el inicio del proceso de adquisición del sensor, almacenar temporalmente la información recolectada y establecer los procesos de comunicación y transmisión de datos. El dispositivo Raspberry Pi 3B+ cuenta con un sistema operativo Linux Ubuntu MATE 18.04 LTS y una memoria Micro SD de 16 GB de almacenamiento. Las rutinas de programación, almacenadas y ejecutadas desde la plataforma del Raspberry Pi 3B+, fueron elaboradas en Python. La guía de configuración del dispositivo Raspberry Pi 3B+ se ubica en el Anexo 10.1.

Las características del ensayo de medición y el almacenamiento de las aceleraciones se establecen a través de la rutina denominada *read_sensor.py*. Esta rutina define los parámetros para el funcionamiento del acelerómetro ADXL355, dentro de los cuales se establece la duración del ensayo y la frecuencia de muestreo. La frecuencia de muestreo seleccionada para el funcionamiento del acelerómetro es igual a 250 Hz. La rutina *read_sensor.py*, elaborada de manera propia y exclusiva, se ejecuta de manera automática desde el archivo *.bashrc* de la sesión iniciada. El archivo *.bashrc* es un script predeterminado del sistema operativo que contiene una serie de configuraciones iniciales que se ejecutan una vez se enciende el dispositivo Raspberry Pi 3B+ y el usuario ingresa a la sesión de manera interactiva. La Figura 15 presenta la interfaz gráfica del sistema operativo y la ejecución de la rutina del proceso de medición desde la terminal de comandos.

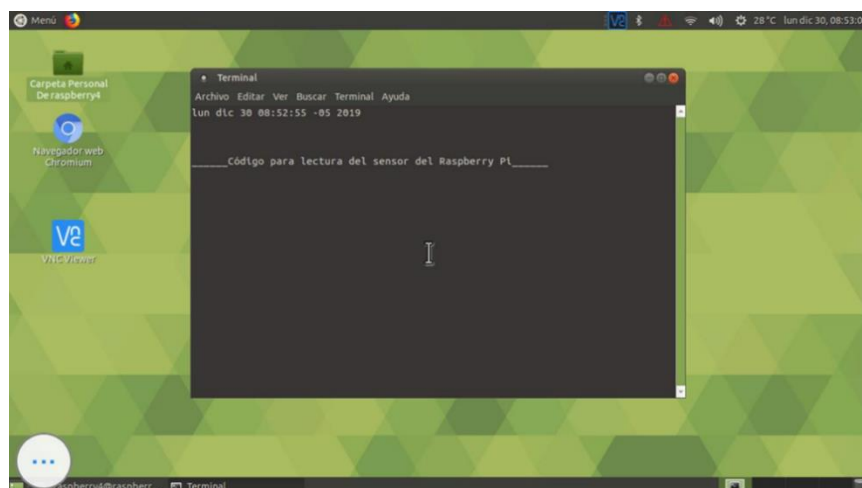


Figura 15. Terminal de comandos del sistema operativo Linux Ubuntu MATE 18.04 desde el dispositivo Raspberry Pi 3B+

La comunicación entre cada nodo de medición y el centro de cómputo en la estación base se establece por medio del servicio de conectividad VNC Connect, de *RealVNC*. VNC Connect es un servicio de pantalla compartida sencillo, flexible y seguro que permite dirigir remotamente cualquier dispositivo a través de distintos métodos de conectividad. La suscripción Home, del servicio VNC Connect, es gratuita y permite crear la conexión entre los dispositivos a través de la nube por medio de dos aplicaciones: VNC Server y VNC Viewer. VNC Server es la aplicación que se instala en el dispositivo a ser dirigido y VNC Viewer es la aplicación que se instala en la computadora de la estación base, a partir de la cual se desea ejercer el control remoto. Una vez se encuentren estas aplicaciones instaladas, debe aparearse cada uno de los dispositivos de conexión remota con la computadora de la estación base para vincular y predeterminar el acceso desde la suscripción. La conexión de internet a través de la nube permite una conexión simple y rápida por medio de enrutadores, sin ninguna configuración técnica previa (RealVNC, 2016). Incluso, es posible acceder remotamente al dispositivo desde un teléfono móvil que contenga las credenciales de la suscripción. El panel de control de VNC Viewer desde la computadora de la estación base y desde un teléfono móvil luce como se muestra en la Figura 16.

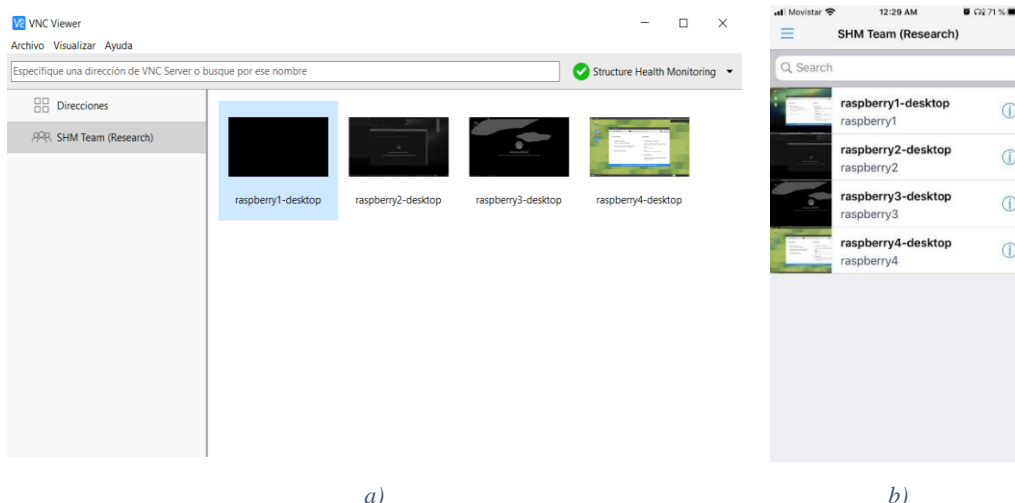


Figura 16. Visualización de los dispositivos Raspberry Pi 3B+ de la red de nodos de medición desde el panel de control de VNC Viewer: a) computadora de la estación base y b) teléfono móvil

El servicio de conectividad VNC Connect a través de la interacción con la pantalla remota permite transmitir archivos desde el dispositivo remoto hacia la computadora de la estación base sin restricciones. La Figura 17 indica la ventana de transferencia de datos desde la aplicación VNC Server en la plataforma del Raspberry Pi 3B+.

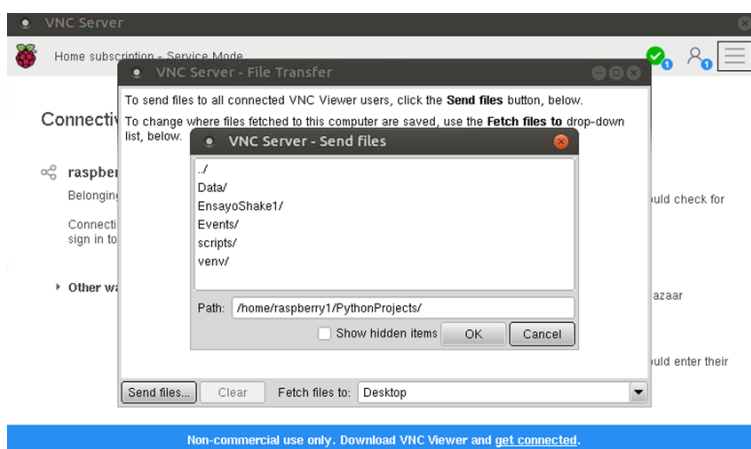


Figura 17. Ventana de transferencia de archivos desde VNC Server en el Raspberry Pi 3B+

6.2.1.3. Configuración y funcionamiento de la red de sensores inalámbrica

La topología de la red de sensores inalámbrica del sistema de instrumentación propuesto se denomina red estrella, según Lynch & Loh (2006). Este tipo de configuración de red inalámbrica permite establecer un mapa lógico para comunicar e intercambiar información entre el servidor central y cada nodo de medición de manera exclusiva. Asimismo, el fallo de conexión de un nodo específico con la estación base no genera perturbación en la conexión

inalámbrica del resto de dispositivos. La red de sensores inalámbrica tipo estrella (Figura 18) cuenta con una propiedad de escalabilidad, la cual es conveniente, debido a la facilidad de adherir nuevos dispositivos de medición al sistema (Rengifo & Rincón, 2017).

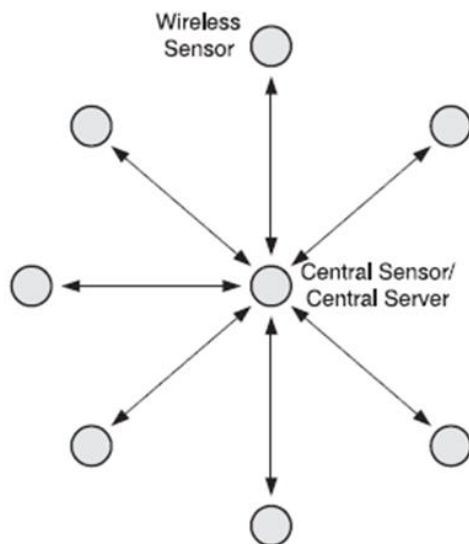


Figura 18. Red de sensores inalámbrica tipo estrella (Lynch & Loh, 2006)

La comunicación inalámbrica entre el microprocesador del nodo de medición y la computadora de la estación base se lleva a cabo por medio de ondas de radiofrecuencia. La red de comunicación inalámbrica se establece por medio del enrutador Nexxt Nebula 300. El funcionamiento de este dispositivo enrutador permite repetir el servicio de internet, suministrado desde un teléfono celular o una red inalámbrica común, y lograr la conexión desde el microprocesador de cada nodo de medición, permitiendo así el acceso remoto por medio de la plataforma de VNC Connect. La red de sensores inalámbrica del sistema de medición permite distribuir espacialmente los nodos de medición teniendo en cuenta el cableado de alimentación de energía para cada uno de ellos.

La comunicación local entre el microprocesador Raspberry Pi 3B+ y el acelerómetro ADXL355 se realiza por medio del protocolo de comunicación I2C. El protocolo de comunicación I2C es un bus de comunicación de serie síncrono que permite la interacción de manera directa entre la tarjeta de cómputo del Raspberry Pi 3B+ y el módulo del acelerómetro ADXL355 (ElectronicWings, 2020). Este bus de comunicación permite suministrar la alimentación de energía que requiere el sensor desde el microprocesador, enviar órdenes y mensajes de alerta entre el microprocesador y el acelerómetro, y solicitar la

información registrada durante la medición por parte del microprocesador. Esta interacción ocurre por medio de jumpers que se conectan a los pines de entrada/salida de las tarjetas físicas de ambos dispositivos. Las especificaciones técnicas de los pines de entrada/salida y la configuración de conexión empleada entre los dispositivos se muestran en la Figura 19 y Figura 20, respectivamente.

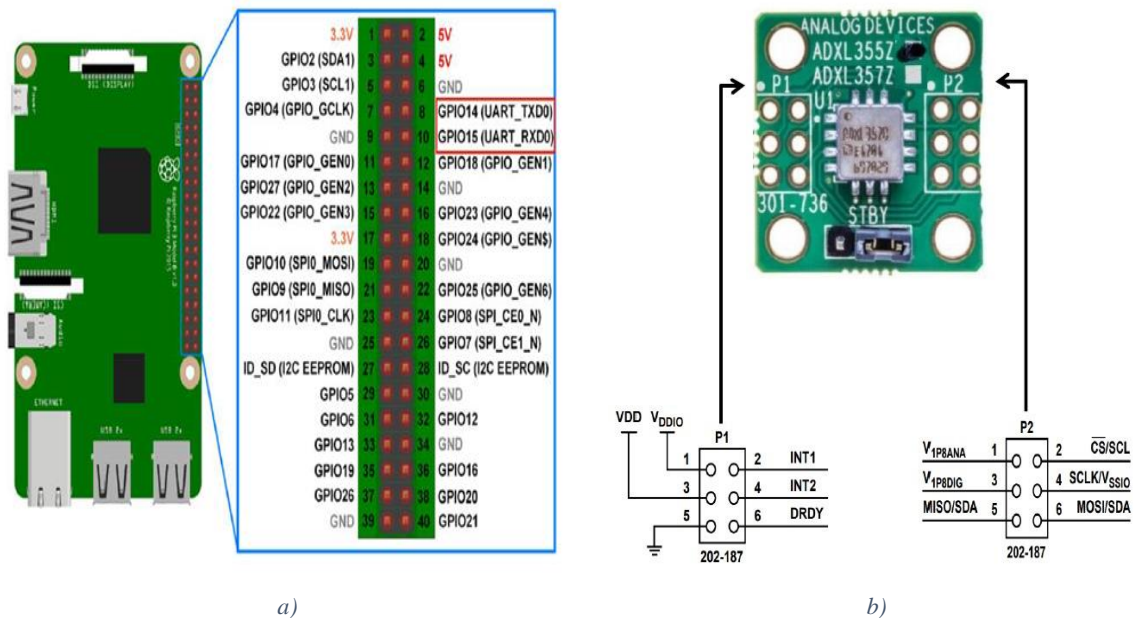


Figura 19. Especificaciones técnicas de los pines de entrada/salida: a) pines GPIO del Raspberry Pi 3B+ (Science Smith, 2020) y b) diagramas de bloque funcional del sensor ADXL 355 (Analog Devices, 2018b)

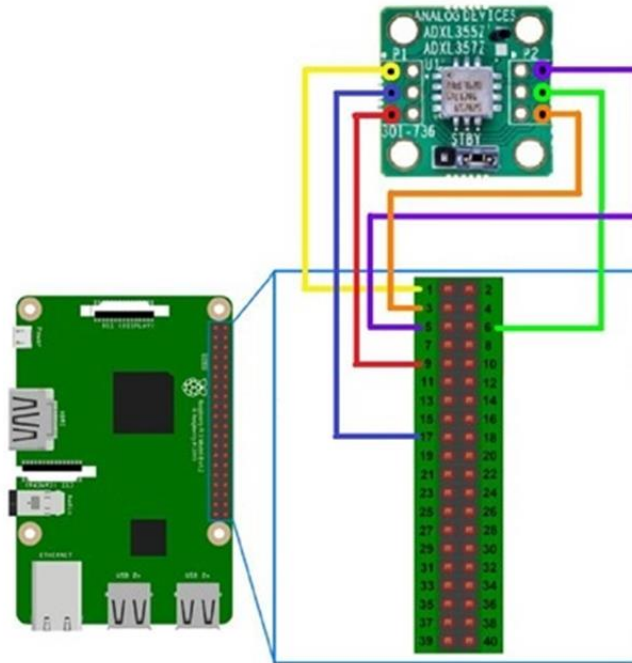


Figura 20. Configuración de conexión de los pines de entrada/salida del microprocesador y el sensor (Science Smith, 2020; Analog Devices, 2017b)

La sincronización del tiempo en los nodos de medición de la red inalámbrica se realiza por medio del protocolo NTP. El protocolo NTP (*Network Time Protocol*) se encarga de sincronizar el reloj de un dispositivo electrónico por medio de internet a partir de un grupo de servidores distribuidos alrededor del mundo (Mills, 1991). Una vez los microprocesadores cuentan con acceso a la red de internet, se solicita a un servidor información de tiempo para sincronizar el reloj propio. La precisión de este método de sincronización es igual a 1 segundo debido a que la configuración establecida se realizó a partir de la sesión del usuario. Para la exigencia computacional del Raspberry Pi 3B+, esta metodología de sincronización se considera simple y práctica, sin embargo, el procesador de cada nodo de medición es independiente y las propiedades de hardware y software no logran funcionar de manera exacta en todos los ejemplares de la red. La Figura 21 presenta la configuración horaria en uno de los Raspberry Pi 3B+ de la red de sensores.

```

• raspberry1@raspberrypi1-desktop: ~/PythonProjects/scripts
File Edit View Search Terminal Help
nohup: ignoring input and appending output to 'nohup.out'
(venv) raspberry1@raspberrypi1-desktop:~/PythonProjects/scripts$ timedatectl
    Local time: vie 2020-07-03 21:02:10 -05
    Universal time: sáb 2020-07-04 02:02:10 UTC
    RTC time: n/a
    Time zone: America/Bogota (-05, -0500)
    Network time on: yes
    NTP synchronized: yes
    RTC in local TZ: no
(venv) raspberry1@raspberrypi1-desktop:~/PythonProjects/scripts$

```

Figura 21. Sincronización del dispositivo a partir de un servidor de internet: hora local, hora universal, reloj en tiempo real (RTC, del inglés Real Time Clock), zona horaria y protocolo de sincronización NTP

El funcionamiento del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo se define en dos etapas: la etapa de adquisición y transmisión de la información y la etapa de caracterización dinámica de la estructura. Estas etapas de funcionamiento ocurren de manera consecutiva. Es decir, una vez la información es adquirida por el sensor, almacenada y transmitida completamente por el microprocesador desde el nodo de medición, es posible el procesamiento de la información y la caracterización dinámica de la estructura en la computadora de la estación base de manera pseudo real. La Figura 22 indica el diagrama de bloque funcional de todo el sistema de medición.

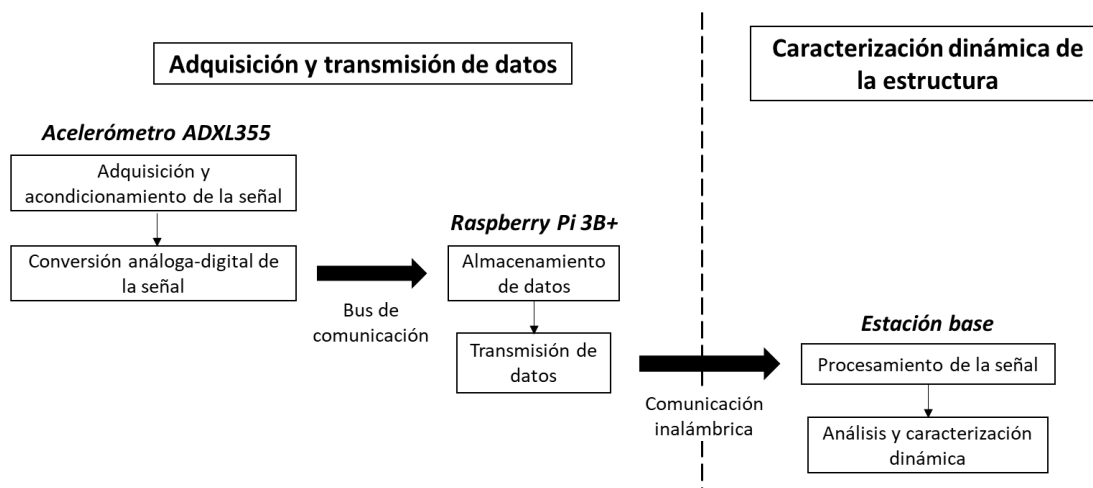


Figura 22. Diagrama de bloque funcional del sistema de monitoreo estructural de bajo costo. Fuente: Elaboración propia

Para iniciar la etapa de adquisición y transmisión de la información, previamente se realiza la configuración inicial de los parámetros de medición (duración de la medición, frecuencia de muestreo y la ruta de almacenamiento de los datos) en el microprocesador, desde la conexión remota establecida en la estación base. A partir de la rutina de programación elaborada, el dispositivo Raspberry Pi 3B+ envía la orden de medición al acelerómetro ADXL355 y se inicia la adquisición de la señal análoga de la respuesta de la estructura. La señal es sometida al proceso de acondicionamiento para luego ser convertida digitalmente por medio del ADC del sensor. La señal digital registrada se organiza y se almacena de manera binaria en el buffer FIFO del sensor durante su funcionamiento. Simultáneamente, el microprocesador solicita la información recolectada por el acelerómetro a través del bus de comunicación y, posteriormente, la almacena en una carpeta predeterminada. Luego de que el ensayo concluye y toda la información se encuentra en la unidad de almacenamiento del microprocesador, se transmite de manera remota la información recolectada hacia la computadora de la estación base a través del servicio de VNC Connect. Esta orden de transmisión es ejecutada por el usuario ubicado en la estación base de manera manual.

Luego de que la estación base recibe la información recolectada desde cada nodo de medición, se procesa y analiza la señal digital para posteriormente caracterizar las propiedades dinámicas de la estructura instrumentada.

6.2.2. Sistema de monitoreo de salud estructural de referencia

El sistema de monitoreo de salud estructural de referencia empleado es un sistema de medición tradicional cableado. Este sistema se encarga de monitorear la respuesta estructural en términos de aceleraciones por medio de un conjunto de acelerómetros, un sistema de adquisición y transmisión de datos cableado y una computadora base. La Figura 23 muestra la composición física del sistema de medición de referencia.

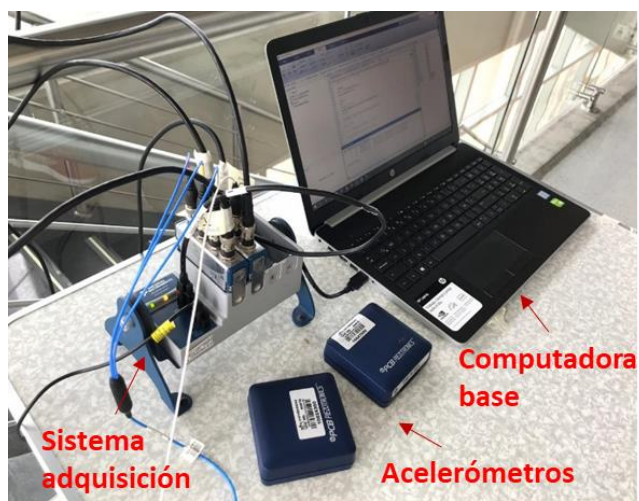


Figura 23. Sistema de monitoreo de salud estructural de referencia

La plataforma del sistema de adquisición de datos NI CompactDAQ es un producto original de *National Instruments*. Este sistema de adquisición cuenta con dos tarjetas de adquisición NI 9234 adheridas a la plataforma y un costo aproximado de \$4625 dólares. La tarjeta de adquisición NI 9234 es un módulo de adquisición de señal dinámica de 4 canales que cuenta con un ADC de 24 bits de resolución (National Instruments, 2015). Por otro lado, los acelerómetros del sistema son dispositivos piezoeléctricos fabricados por *PCB Piezotronics*. Las especificaciones técnicas de cada uno de los sensores que conforman este sistema se encuentran en la Tabla 3. Asimismo, la Figura 24 muestra el hardware de adquisición y medición de este sistema de medición de referencia.

Tabla 3. Especificaciones técnicas de los acelerómetros *PCB Piezotronics* (*PCB Piezotronics*, 2002a; *PCB Piezotronics*, 2002b)

Propiedad	Acelerómetro		
Modelo	356B18	356B18	333B50
Dirección de Medición	Triaxial	Triaxial	Uniaxial
Referencia	PCB L94	PCB L74	PCB L12
Sensibilidad (mV/g)	1000	1000	1000
Rango de Medición (V)	± 5.0	± 5.0	± 5.0
Rango Frecuencial $\pm 5\%$ (Hz)	0.5-3000	0.5-3000	0.5-3000
Precio (dólares)	\$ 1764	\$ 1764	\$ 598.5



a)



b)

Figura 24. Hardware de adquisición y medición del sistema de monitoreo estructural de referencia: a) tarjeta de adquisición NI 9234 (National Instruments, 2015) y b) acelerómetros PCB Piezotronics

Las tarjetas o módulos de adquisición se encuentran conectados con los sensores de medición por medio de cables uniaxiales y multiaxiales. El sistema de adquisición de datos y la computadora base se unen por medio de un cable USB. El funcionamiento del sistema de monitoreo estructural de referencia se realiza por medio de una rutina programada en MATLAB desde la computadora base. Esta rutina requiere del complemento Data Acquisition Toolbox (The MathWorks, 2020), el cual ofrece aplicaciones y funciones para configurar el funcionamiento del hardware del sistema de adquisición de datos. La rutina de programación en MATLAB permite definir las características del ensayo de medición (frecuencia de muestreo, duración y canales de medición) y ejecutar la orden de inicio al sistema de adquisición NI CompactDAQ. La frecuencia de muestreo empleada por el sistema de medición de referencia es igual a 1500 Hz.

6.3. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

Las ensayos experimentales de la presente investigación son los escenarios de estudio a partir de los cuales se evalúa el sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo siguiendo los ensayos de vibración definidos en la sección 5.4. Los ensayos experimentales realizados están clasificados de dos maneras: ensayos de laboratorio y ensayos a escala natural. La

configuración y el proceso experimental, el procesamiento de datos y el análisis realizado para cada uno de los ensayos experimentales se definen a lo largo de esta sección.

6.3.1. Ensayos de laboratorio

Se llevaron a cabo dos experiencias de laboratorio: el primer escenario consistió en la medición de aceleraciones inducidas por un simulador sísmico durante una serie de ensayos de barrido frecuencial, y el segundo escenario consistió en la determinación de las propiedades dinámicas de una estructura flexible a partir de ensayos de vibración ambiental y vibración libre.

6.3.1.1. Barridos frecuenciales en simulador sísmico

La mesa o simulador sísmico unidireccional *Quanser Shake Table II* es un equipo capaz de reproducir movimientos sinusoidales, barridos frecuenciales o acelerogramas de sismos precargados a través de un software de código abierto. Este equipo está compuesto por una plataforma superior de aluminio instalada sobre dos rieles metálicos, fijados a una base, que permiten la reproducción de movimientos lineales por medio de un motor de eje rotatorio. Este equipo de dimensiones de $61 \times 46 \times 13$ cm cuenta con una serie de perforaciones en la plataforma que permiten fijar elementos adicionales sobre la mesa (Quanser, 2019). La Figura 25 indica los componentes físicos del equipo.

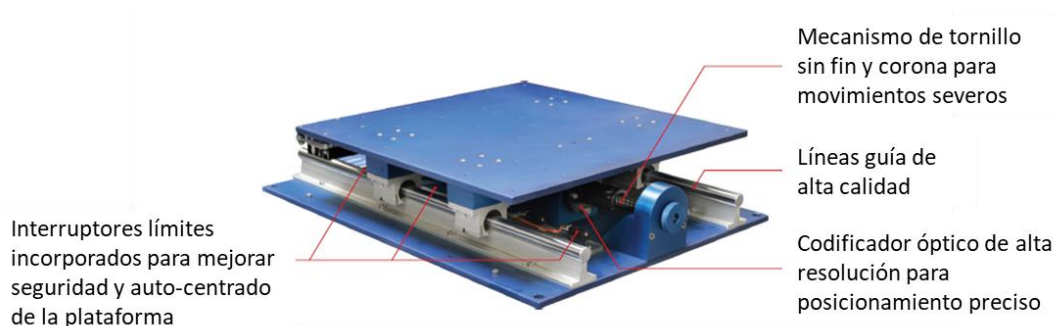


Figura 25. Mesa sísmica *Quanser Shake Table II* (Quanser, 2019)

El equipo permite una carga operacional máxima de 7.5 kg para una aceleración de 2.5 g. El simulador sísmico cuenta con un ancho de banda operacional de 10.0 Hz. El desplazamiento máximo de la plataforma a partir del punto medio es de ± 7.62 cm y la velocidad máxima para la carga operacional máxima es de 0.655 m/s.

El análisis de los registros de aceleraciones se llevó a cabo en la dirección de movimiento únicamente. Este ensayo consistió en el registro de aceleraciones a partir de un conjunto de barridos frecuenciales realizados para diferentes desplazamientos en un rango de frecuencias comprendido entre 0.5 Hz y 5.0 Hz, con un incremento de 0.5 Hz. Se seleccionaron 4 valores constantes de desplazamientos para ensayar: 0.10 cm, 0.25 cm, 0.50 cm y 0.75 cm. Cada uno de estos ensayos tomó un poco más de 300 segundos aproximadamente.

Las especificaciones del sistema de medición de referencia y del sistema de medición de prueba se definen en la Tabla 4. Los sensores fueron instalados sobre la plataforma de la mesa vibratoria. La dirección de movimiento y la configuración de los sistemas de medición durante la experimentación se encuentran definidas en la Figura 26.

Tabla 4. Especificaciones de los sistemas de medición empleados

Propiedad	Sistema de medición	
	Referencia	Prueba
Acelerómetros	PCB L74	ADXL355 RBP1 ADXL355 RBP4
Sistema de adquisición	NI CompactDAQ	Raspberry Pi 3B+

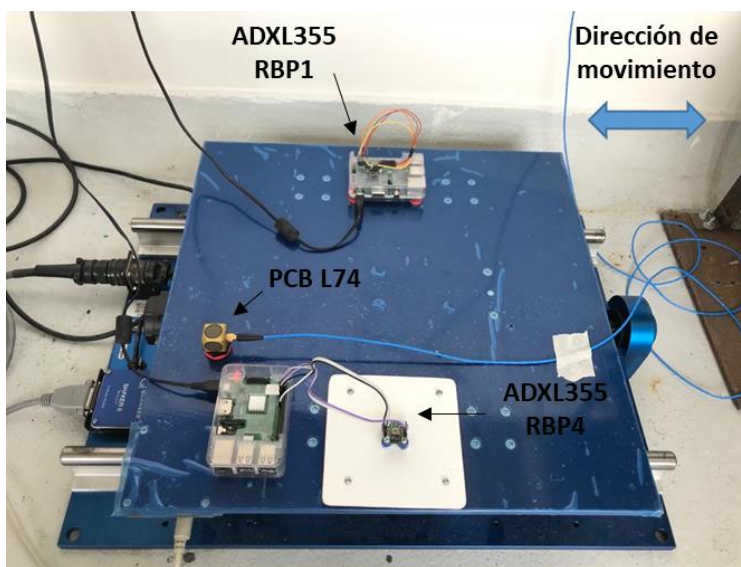


Figura 26. Montaje experimental de los ensayos sobre la mesa sísmica

Cada ensayo de medición se conformaba de dos partes principales: el golpe de sincronización y el barrido frecuencial. Los sistemas de instrumentación empezaron a registrar cuando la

plataforma de la mesa sísmica se encontraba en reposo. Al paso de los primeros 30 segundos, se propinó a la plataforma un golpe para sincronizar los registros posteriormente. El golpe de sincronización se realizó con los nudillos de la mano sobre el borde de la parte derecha de la plataforma en el sentido de derecha a izquierda según la Figura 26. Luego, se configuró el desplazamiento para cada movimiento sinusoidal en el software de operación del equipo y se inició el movimiento desde la primera frecuencia de excitación (0.5 Hz) hasta llegar a la última frecuencia de excitación estipulada (5.0 Hz). El registro de aceleraciones sobre la plataforma para cada frecuencia de excitación tomó aproximadamente 20 segundos.

Se estudiaron cada uno de los ensayos realizados teniendo en cuenta dos criterios de análisis: las señales registradas a partir de la frecuencia de muestreo original y las señales remuestreadas a una frecuencia de 100 Hz. El análisis realizado a partir del proceso de remuestreo permite analizar las señales de aceleraciones con el fin de estudiar apropiadamente el comportamiento dinámico de cualquier tipo de estructura en un rango de frecuencias más adecuado a un posible rango de respuesta estructural. A partir de las señales remuestreadas, el promedio de las 100 aceleraciones pico más altas para cada frecuencia de excitación se incluyó en este análisis.

Los registros de aceleraciones inducidas por la mesa sísmica se procesaron por medio de librerías de procesamiento de señales en Python y se analizaron en Excel. La sincronización del sistema de medición de prueba con respecto al sistema de medición de referencia se realizó por medio del pico de aceleración positiva producido por el golpe de sincronización sobre la plataforma.

Se llevaron a cabo los siguientes pasos para realizar el procesamiento de la información recolectada.

- A partir de las aceleraciones registradas a la frecuencia de muestreo original, se construyeron los espectros de aceleraciones máximas detectadas en cada frecuencia de excitación.
- Para los registros de aceleraciones remuestreados a 100 Hz, se construyeron los espectros de aceleraciones máximas y los espectros de aceleraciones a partir del promedio de los 100 picos más altos en cada frecuencia de excitación.

- Para cada uno de estos espectros de aceleraciones, se calculó el error RMS de los acelerómetros pertenecientes al sistema de prueba con respecto al acelerómetro del sistema de referencia.
- Se determinaron los espectrogramas para cada uno de los barridos frecuenciales realizados a partir de los acelerómetros empleados.
- Se calcularon las pseudo-aceleraciones para cada uno de los ensayos y se graficaron las superficies de respuesta de frecuencia y de pseudo-aceleración.

6.3.1.2. Instrumentación para estructura flexible

La estructura de 2 niveles ensayada se compone por placas de acrílico a modo de entrepiso de dimensiones de 15×10 cm y láminas laterales de aluminio de 80 cm de longitud como elementos de apoyo vertical (Figura 27). La altura entre placas es de 40 cm; la estructura se encuentra fijada en la base sobre una mesa rígida por medio de dos abrazaderas. Esta estructura se especificó como un pórtico a cortante de 2 grados de libertad (GdL) para los ensayos de instrumentación.





Figura 27. Estructura flexible de aluminio

La caracterización dinámica de la estructura de laboratorio se realizó en la dirección de excitación únicamente. Este ensayo consistió en la toma de aceleraciones de vibración ambiental y el registro de aceleraciones de vibración forzada y vibración libre de la respuesta

de la estructura sometida a desplazamientos aleatorios sobre el grado de libertad superior. La duración total del ensayo fue de 64 segundos, aproximadamente.

Las especificaciones del sistema de medición de referencia y del sistema de medición de prueba se definen en la Tabla 5. La configuración del ensayo cuenta con dos canales de medición, uno por cada grado de libertad definido. En cada canal de medición, se encuentra un acelerómetro perteneciente a cada uno de los sistemas en comparación. La dirección de excitación y la configuración de los sistemas de medición durante la experimentación se encuentran definidos en la Figura 28.

Tabla 5. Especificaciones de los sistemas de medición empleados

Propiedad	Sistema de medición	
	Referencia	Prueba
Acelerómetros	PCB L74	ADXL355 RBP2
	PCB L94	ADXL355 RBP3
Sistema de adquisición	NI CompactDAQ	Raspberry Pi 3B+
Símbolo		

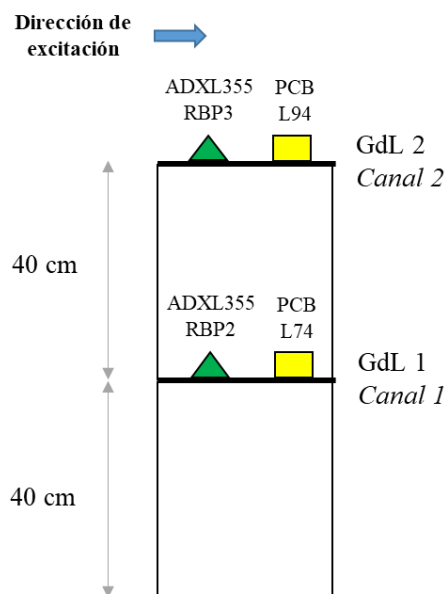


Figura 28. Configuración del ensayo experimental e identificación de grados de libertad (GdL) sobre la estructura flexible

La Figura 29 muestra los registros fotográficos del montaje experimental llevado a cabo para este ensayo de validación.

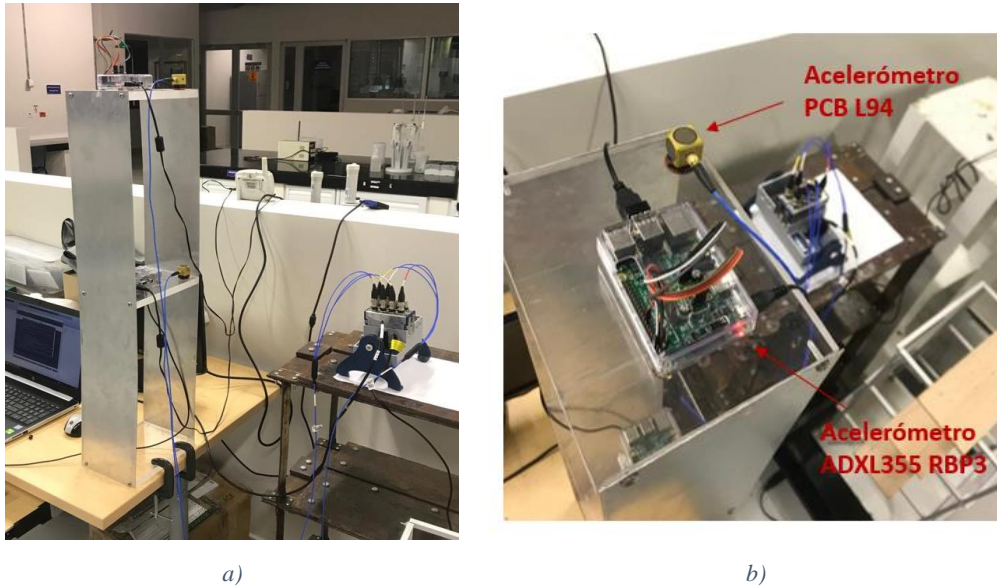


Figura 29. Montaje experimental del ensayo de validación: a) sistemas de medición instalados sobre la estructura de aluminio y b) canal de medición 2

A partir de la respuesta dinámica medida en el sistema de 2 grados de libertad, se identificaron los modos de vibración predominantes de la estructura de aluminio en términos de frecuencias naturales y formas modales. Asimismo, se caracterizó la propiedad de amortiguamiento asociada a la estructura.

Los registros de aceleraciones de la respuesta estructural ante los ensayos de vibración se procesaron por medio de algoritmos de procesamiento de señales e identificación de sistemas dinámicos en Python. Los registros de aceleraciones de los acelerómetros PCB se remuestrearon a una frecuencia de 250 Hz. La sincronización del sistema de medición de prueba con respecto al sistema de medición de referencia se realizó por medio del pico de aceleración máxima absoluta en la primera excitación inducida sobre la estructura.

Se seleccionaron y analizaron un conjunto de ventanas de tiempo de vibración ambiental según los ensayos realizados. A partir de las señales de aceleraciones definidas, se llevó a cabo la identificación modal de la estructura empleando la técnica FDD (Brincker et al., 2000) por medio de funciones matemáticas y librerías de procesamiento de señales. Para ello, se calculó inicialmente la matriz de densidad espectral de potencia cruzada de la respuesta de la estructura y la matriz de frecuencias asociadas (según frecuencia de Nyquist). Luego, se aplicó la descomposición de valores singulares a cada una de estas matrices de densidad espectral para obtener las líneas frecuenciales de valores S y construir el espectro de valores

singulares de la respuesta. Teniendo en cuenta este espectro, se identificaron los modos de vibración predominantes por medio de los picos representativos en la línea frecuencial de valores S1 para un rango de 0 a 20 Hz. Una vez fueron identificadas las frecuencias de los modos de vibración predominantes, se obtuvieron las formas modales asociadas a cada una de estas frecuencias según la descomposición de valores singulares. Posteriormente a la caracterización modal de la estructura a través de ambos sistemas de medición, se realizó la comparación de las formas modales estimadas por medio del criterio MAC.

A partir de la respuesta en vibración libre de la estructura para cada grado de libertad, se calculó la razón de amortiguamiento asociada al primer modo de vibración predominante mediante el decremento logarítmico (Chopra, 2014). Para ello, se aplicó un filtro pasa bandas a la señal según la frecuencia natural identificada, con el fin de retener los componentes frecuenciales propios al primer modo predominante. Las frecuencias de corte de filtro se definieron como ± 1.5 Hz la frecuencia de interés. A partir de un conjunto de aceleraciones pico representativas, se aplicó el decremento logarítmico sobre cada pareja de aceleraciones distanciadas por 6 ciclos para determinar la razón de amortiguamiento. Finalmente, se calculó el promedio de los resultados obtenidos y se determinó el coeficiente de variación de este parámetro para ambos sistemas de medición.

6.3.2. Ensayos a escala natural

Se llevaron a cabo dos experiencias de campo: la primera experiencia consistió en el monitoreo del comportamiento de las frecuencias naturales de una losa estructural durante actividades de demolición, y la segunda experiencia consistió en la identificación de las propiedades dinámicas de un puente ferroviario durante su operación.

6.3.2.1. Monitoreo demolición viga estructural

La estructura monitoreada se trata de una losa-cubierta ubicada en el antiguo lobby central del Aeropuerto Ernesto Cortissoz en el municipio de Soledad, Atlántico. Esta losa aligerada se encuentra en el nivel N+8.25m y se ubica al noroccidente de la unidad del complejo aeroportuario, en un área denominada Plataforma (Figura 30). Según el informe técnico realizado por Ortiz, Franco, Hurtado, Caballero & Pineda (2020), la losa aligerada es de concreto presforzado y se encuentra apoyada lateralmente sobre una viga estructural denominada viga check-in. La viga check-in debía resultar demolida y reemplazada debido

al proceso de remodelación del aeropuerto. La losa-cubierta instrumentada está compuesta por 7 vanos; los primeros 5 vanos cuentan con viguetas de 24 metros de longitud aproximadamente cada una y los vanos restantes hacen parte de una losa unidireccional cuyas viguetas se encuentran ubicadas en dirección paralela a la viga check-in. Las viguetas de la losa-cubierta y la viga check-in se presentan en la Figura 31.



Figura 30. Plataforma del Aeropuerto Ernesto Cortissoz en Soledad, Atlántico



Figura 31. Sistema estructural de la losa-cubierta en estudio: a) viguetas de la losa monitoreada y viga check-in y b) viga check-in en el vano 1-2 de la losa


La viga check-in contaba con una longitud de 49 metros aproximadamente y actuaba como apoyo de 30 viguetas de concreto presforzado. Previamente al proceso de demolición, se construyó una viga aérea que funcionaba como apoyo a la losa-cubierta en estudio y debía reemplazar estructuralmente a la viga check-in.

El análisis frecuencial de la losa-cubierta se realizó sobre la dirección transversal vertical de las viguetas de la losa. El monitoreo de las viguetas se realizó por medio de ensayos de vibración ambiental y vibración forzada durante la operación de los taladros, los cuales se

realizaron pre-, durante y post- demolición. La duración de los ensayos tomados oscila entre 300 y 600 segundos.

La Tabla 6 presenta las especificaciones del sistema de monitoreo empleado. La configuración de los ensayos consistía en instalar un nodo de medición sobre la base de la longitud media de una vigueta central (llamada vigueta de control) en cada vano de análisis. La dirección de instrumentación y la configuración del sistema de medición se presentan en la Figura 32.

Tabla 6. Especificaciones del sistema de instrumentación usado

Propiedad	Sistema de medición de prueba
Acelerómetros	ADXL355 RBP1
	ADXL355 RBP2
	ADXL355 RBP4
Sistema de adquisición	Raspberry Pi 3B+
Símbolo	

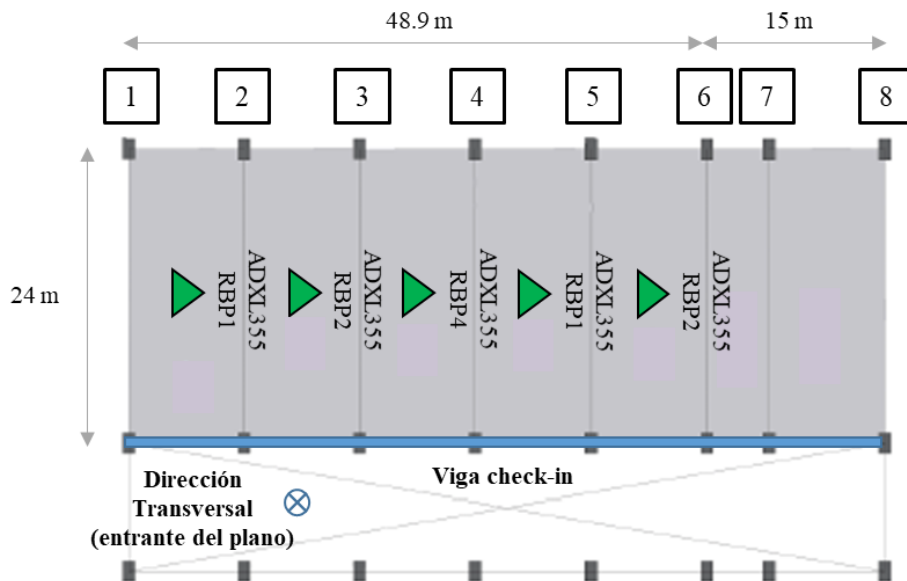
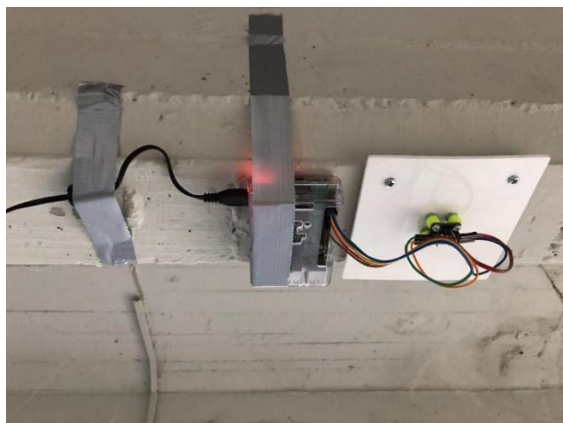


Figura 32. Configuración de instrumentación de los ensayos de vibración. Vista en planta de la losa N+8.25m (Ortiz et al., 2020)

La Figura 33 presenta registros fotográficos del proceso de instalación de los sensores y de la demolición de la viga estructural.



a)



b)

Figura 33. Etapas del proceso de demolición sobre la losa estructural: a) instalación del nodo de medición ADXL355 RBP1 y b) demolición mecánica de la viga check-in

Los procesos de demolición y monitoreo se llevaron a cabo vano por vano. Asimismo, la estación base del sistema fue trasladándose durante las actividades de demolición. La demolición se llevó a cabo gradualmente, iniciando en los apoyos de las viguetas centrales o de control y continuando con las viguetas contiguas. El método de demolición tuvo dos etapas: la primera etapa consistía en introducirle una masilla expansiva a la viga check-in por medio de perforaciones y la segunda etapa contemplaba la demolición mecánica por medio de equipos. El equipo de demolición empleado fue un Demoledor TE 1500-AVR Hilti, cuya frecuencia de impacto plena es igual a 1620 impactos/minuto (27 Hz) (Hilti Corporation, 2013).

A partir de la respuesta dinámica medida en la losa estructural, se identificó y monitoreó el comportamiento de las frecuencias naturales predominantes debido a las actividades de demolición.

Los registros de aceleraciones de la respuesta de la losa-cubierta ante vibración ambiental y forzada se procesaron por medio de algoritmos de procesamiento de señales en Python. Los registros de aceleraciones de los sensores se remuestrearon a una frecuencia de 70 Hz. Se seleccionó un conjunto de ventanas de tiempo de vibración ambiental y vibración forzada con el objetivo de calcular los espectros de densidad de potencia y los espectrogramas para cada vano de la losa en estudio.

6.3.2.2. Instrumentación puente ferroviario

El puente instrumentado es una estructura metálica conformada por una armadura tridimensional unida en el cordón superior por una celosía y en el cordón inferior por medio de un tablero metálico. Esta estructura hace parte de la red férrea de Ferrocarriles del Norte de Colombia FENOCO S.A. El puente ferroviario se ubica a la altura del río Sevilla, en el departamento del Magdalena. El tráfico vehicular originó la presencia de vibraciones y deflexiones considerables sobre el puente ferroviario luego de 1 año de servicio y, por ende, la estructura debió ser sometida a un estudio de vibraciones y deflexiones. Según el informe técnico presentado por HM Ingeniería (2020), la estructura metálica cuenta con una luz de 44.0 metros, un ancho de tablero equivalente a 5.3 metros y una altura de 9.0 metros. En sus extremos, el puente se encuentra simplemente apoyado sobre estribos de concreto. La estructura metálica fue estudiada a partir de 6 grados de libertad (GdL) para los ensayos de instrumentación: 3 grados de libertad verticales y 3 grados de libertad transversales. Se muestran registros fotográficos del puente durante la salida de campo realizada en la Figura 34.



Figura 34. Puente de la línea férrea a la altura del municipio de Sevilla, Magdalena (HM Ingeniería, 2020): a) estructura metálica del puente y b) tren de operación transitando sobre la estructura

El análisis dinámico de la estructura metálica del puente se realizó vertical y transversalmente de manera independiente. El flujo de los trenes de operación se tomó como método de excitación vertical y transversal de la estructura para los ensayos dinámicos. Se tomaron registros de vibración ambiental y se realizaron ensayos de vibración forzada y vibración libre a partir del tráfico vehicular sobre el puente. La duración de estos registros oscila entre 600 y 900 segundos. El tráfico vehicular se clasificó teniendo en cuenta el tipo de tren de



operación, el tipo de carga del tren y la velocidad de paso del tren. Las características de los vehículos para los ensayos de vibración se mencionan en la Tabla 7.

Tabla 7. Especificaciones de los trenes de operación (HM Ingeniería, 2020)

Hora ensayo	Tipo de tren	Tipo de carga	Velocidad aproximada (km/h)
10:23	Drummond	Cargado	14
10:37	Drummond	Vacío	35
11:02	CNR	Vacío	52
11:41	Drummond	Cargado	32
12:10	Prodeco	Vacío	20
13:01	CNR	Cargado	58
13:19	Drummond	Vacío	15
13:59	Drummond	Cargado	37
14:20	Drummond	Vacío	48
15:46	Tren estático	Cargado	Prueba estática
17:54	Prodeco	Cargado	40
18:09	Drummond	Cargado	31
18:21	Prodeco	Vacío	15
18:37	Drummond	Vacío	37
18:55	Prodeco	Cargado	55
19:22	Drummond	Vacío	37
19:36	Drummond	Cargado	14

La Tabla 8 presenta las especificaciones de los sistemas de instrumentación empleados. La configuración del ensayo contó con tres canales de medición, cada uno compuesto por un grado de libertad vertical y transversal al puente. Los canales de medición se ubicaron a $3/4L$, $L/2$ y $L/4$ de la longitud total del puente a partir de la ubicación de la estación base. En cada canal de medición, se encontraba un acelerómetro propio a cada uno de los sistemas de monitoreo. Las direcciones de excitación y la configuración de los sistemas de medición durante la experimentación se encuentran definidas en la Figura 35.

Tabla 8. Especificaciones de los sistemas de medición usados

Propiedad	Sistema de medición	
	Referencia	Prueba
Acelerómetros	PCB L74	ADXL355 RBP1
	PCB L94	ADXL355 RBP2
	PCB L12	ADXL355 RBP4
Sistema de adquisición	NI CompactDAQ	Raspberry Pi 3B+
Símbolo		

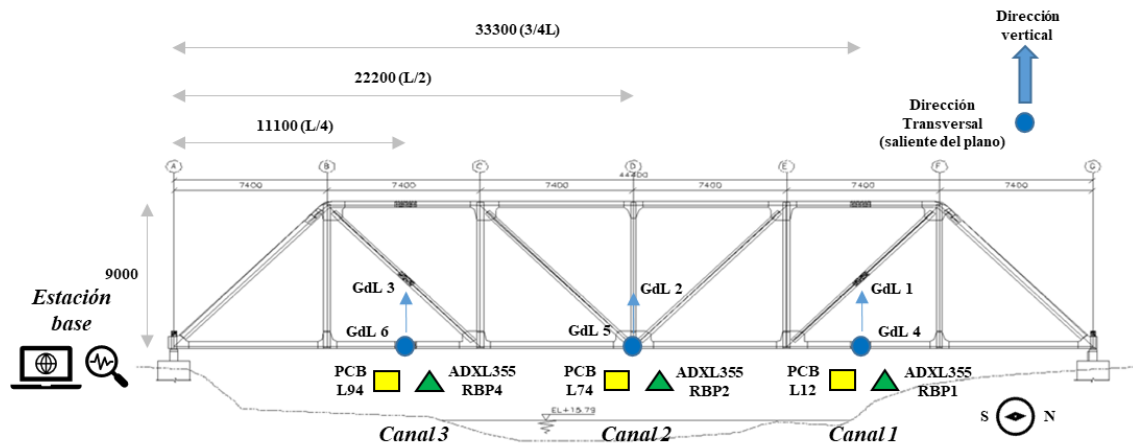


Figura 35. Configuración de instrumentación e identificación de grados de libertad (GdL) de los ensayos de vibración sobre la estructura del puente (unidades en milímetros). Vista de perfil (HM Ingeniería, 2020)

La estación base de los ensayos se ubicó en la cabecera sur del puente (Figura 36). Asimismo, la instalación del cableado se extendió sobre el tablero del puente siguiendo el eje de los rieles como referencia (Figura 37a) y los sensores fueron ubicados entre las traviesas de la línea férrea y sobre la aleta superior de uno de los perfiles metálicos del tablero inferior (Figura 37b).



Figura 36. Estación base de los ensayos de vibración



Figura 37. Montaje de los sistemas de medición: a) cableado de energía del sistema de prueba y cableado coaxial de los acelerómetros PCB y b) canal de medición 1 ubicado a $3/4L$ del puente

El grado de libertad 4, de dirección saliente del plano y ubicado en el canal de medición 1 de la Figura 35, sólo pudo ser instrumentando por el acelerómetro ADXL355 RBP1 debido a que el sensor PCB L12, ubicado en este canal de medición, es uniaxial y se empleó de manera vertical (grado de libertad 1).

A partir de la respuesta dinámica medida en el sistema de 6 grados de libertad, se identificaron los modos de vibración verticales y transversales predominantes del puente ferroviario en términos de frecuencias naturales y formas modales. Asimismo, se caracterizaron las propiedades de amortiguamiento asociadas a la estructura.

Los registros de aceleraciones de la respuesta estructural ante los ensayos de vibración se procesaron por medio de algoritmos de procesamiento de señales e identificación de sistemas dinámicos en Python. Los registros de aceleraciones de los acelerómetros PCB se remuestrearon a una frecuencia de 250 Hz. La sincronización del sistema de medición de prueba con respecto al sistema de medición de referencia se realizó por medio de una de las aceleraciones pico registrada durante los ensayos de vibración forzada. Particularmente para las señales tomadas en el grado de libertad 4, se sincronizó la señal transversal registrada por el sistema de prueba con respecto a la señal transversal medida por el sistema de referencia en el grado de libertad 5.

Se seleccionaron y analizaron un conjunto de ventanas de tiempo de vibración ambiental para cada dirección de excitación según los ensayos realizados. A partir de las señales de aceleraciones definidas, se llevó a cabo la identificación modal de la estructura empleando la

técnica FDD (Brincker et al., 2000) por medio de funciones matemáticas y librerías de procesamiento de señales de Python. Para ello, se calculó inicialmente la matriz de densidad espectral de potencia cruzada de la respuesta de la estructura y la matriz de frecuencias asociadas (según frecuencia de Nyquist). Luego, se aplicó la descomposición de valores singulares a cada una de estas matrices de densidad espectral para obtener las líneas frecuenciales de valores S y construir el espectro de valores singulares de la respuesta. Teniendo en cuenta este espectro, se identificaron los modos de vibración predominantes por medio de los picos representativos en la línea frecuencial de valores S_1 para un rango de 0 a 20 Hz. Una vez fueron identificadas las frecuencias de los modos de vibración predominantes, se obtuvieron las formas modales asociadas a cada una de estas frecuencias según la descomposición de valores singulares. Debido a la falta de información en el grado de libertad 4 del canal de medición 1 por parte del sistema de referencia, se replicó en este nodo la información modal del sistema de referencia obtenida en el grado de libertad 6 del canal de medición 3. Posteriormente a la caracterización modal de la estructura a través de ambos sistemas de medición, se realizó la comparación de las formas modales estimadas por medio del criterio MAC.

A partir de la respuesta en vibración libre de la estructura para cada grado de libertad vertical y transversal, se calculó la razón de amortiguamiento asociada al primer modo de vibración predominante vertical y transversal por medio de la metodología del decremento logarítmico (Chopra, 2014). Para ello, se aplicó un filtro pasa bandas a la señal definida según la frecuencia natural identificada, con el fin de retener los componentes frecuenciales propios al primer modo predominante para cada dirección de análisis. Las frecuencias de corte del filtro se definieron como ± 1.5 Hz la frecuencia de interés. A partir de un conjunto de aceleraciones pico representativas, se aplicó el decremento logarítmico sobre cada pareja de aceleraciones distanciadas por 6 ciclos para determinar la razón de amortiguamiento. Finalmente, se calculó el promedio de los resultados obtenidos y se determinó el coeficiente de variación de este parámetro para ambos sistemas de medición.

El procedimiento de análisis, la composición y funcionamiento de los sistemas de instrumentación y la descripción de los ensayos experimentales realizados componen la

estructura de trabajo que procura definir la metodología y el alcance de la investigación en este proyecto de tesis.

7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Teniendo en cuenta la descripción de los ensayos experimentales en la sección 6.3, se presentan los resultados obtenidos para cada uno de los ensayos considerados en esta investigación.

7.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

7.1.1. Barridos frecuenciales simulador sísmico

Se presentan los resultados obtenidos para los cuatro barridos frecuenciales especificados en la sección 6.3.1.1. Los registros de aceleraciones en el dominio temporal para los barridos frecuenciales y las diferencias absolutas calculadas para cada uno de los espectros de aceleraciones se encuentran en el Anexo 10.2 y Anexo 10.3, respectivamente.

7.1.1.1. Barrido frecuencial amplitud 0.10 cm

La Figura 38 presenta el espectro de aceleraciones máximas a partir de la frecuencia de muestreo original y la ecuación de ajuste para los datos de cada uno de los acelerómetros empleados.

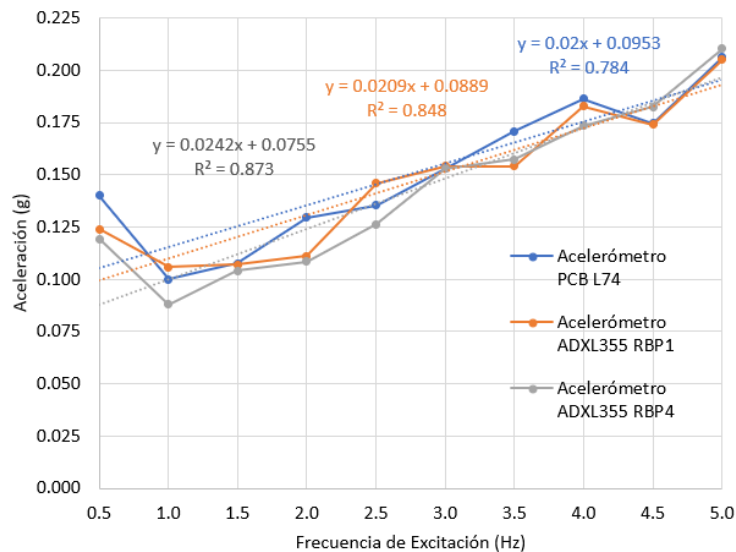


Figura 38. Espectro de aceleraciones máximas para el barrido frecuencial de 0.10 cm de amplitud

La primera frecuencia de excitación (0.5 Hz) genera niveles de aceleración mayores a los producidos por las tres frecuencias de excitación siguientes (1.0 Hz, 1.5 Hz y 2.0 Hz) en cada acelerómetro respectivamente. Este comportamiento puede estar asociado a un inconveniente mecánico o eléctrico en el funcionamiento de la mesa sísmica para reproducir movimientos

sinusoidales de baja amplitud para estos niveles de excitación específicos. El espectro de aceleraciones máximas para cada acelerómetro tiende a incrementar bajo un patrón lineal, a pesar del dato atípico registrado para la frecuencia de excitación de 0.5 Hz.

La Figura 39 presenta el espectro de aceleraciones máximas remuestreadas y la Figura 40 muestra el espectro de aceleraciones a partir del promedio de las 100 aceleraciones pico más altas en cada frecuencia de excitación, junto a la ecuación de ajuste para los datos de cada uno de los acelerómetros empleados.

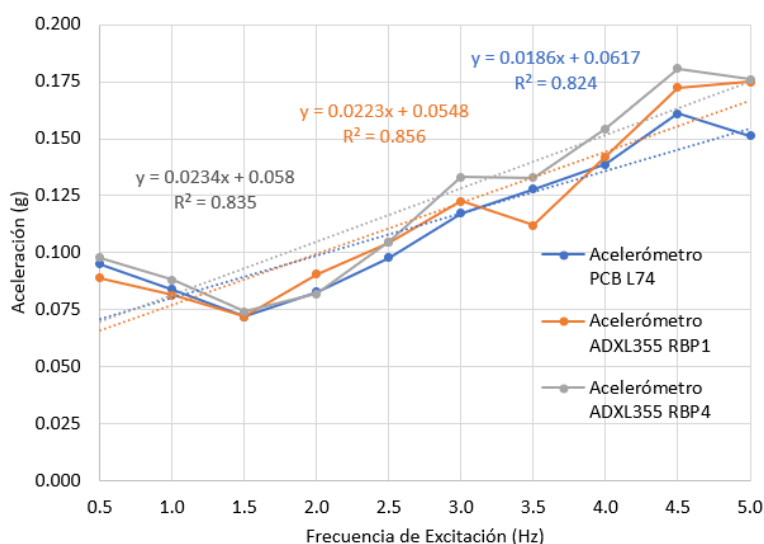


Figura 39. Espectro de aceleraciones máximas remuestreadas para el barrido frecuencial de 0.10 cm de amplitud

Debido al remuestreo realizado sobre las señales, se identifica que las aceleraciones medidas por el acelerómetro PCB L74 sufren disminuciones hasta del 36.0 % con respecto a su valor original. Mientras tanto, las aceleraciones registradas por los acelerómetros ADXL355 RBP1 y ADXL355 RBP4 sufren disminuciones hasta de un 32.7 % y 26.8 % con respecto a su valor original, respectivamente. De igual manera, el espectro de aceleraciones máximas remuestreadas mantiene la tendencia al incremento siguiendo un patrón lineal para los tres acelerómetros, a pesar de los niveles de aceleración para las dos frecuencias de excitación más bajas.

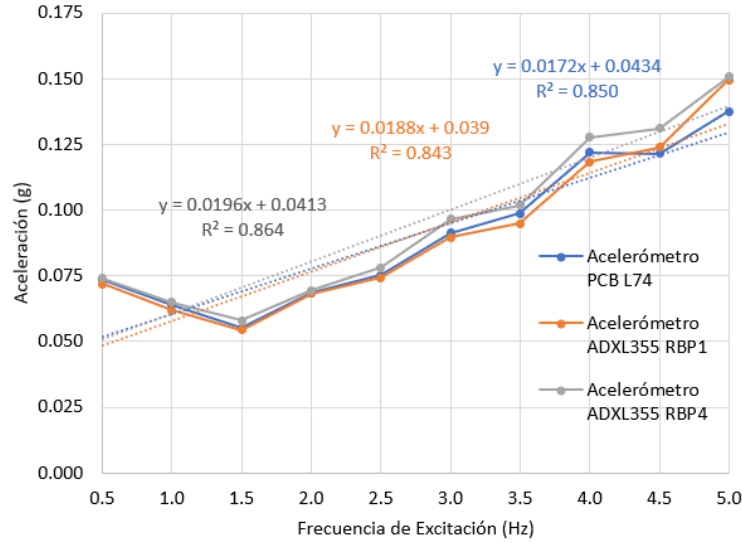


Figura 40. Espectro de aceleraciones remuestreadas promedio a partir de las 100 aceleraciones pico más altas para el barrido frecuencial de 0.10 cm de amplitud

A pesar de presentar niveles de aceleración más leves con respecto al espectro de aceleraciones remuestreadas, este espectro de aceleraciones remuestreadas promedio conserva la tendencia al incremento de manera lineal.

La información concerniente a los rangos de aceleraciones detectados, el coeficiente de determinación R^2 de la ecuación de ajuste y el error RMS para cada uno de los espectros de aceleraciones anteriormente mostrados se encuentra en la Tabla 9.

Tabla 9. Información resumen de los resultados obtenidos para el barrido frecuencial de 0.10 cm de amplitud

Tipo de espectro	Acelerómetro	Rango de aceleraciones (g)	Coefficiente de determinación R^2	Error RMS (g)
Aceleraciones máximas originales	PCB L74	0.10 - 0.21	0.784	-
	ADXL355 RBP1	0.11 - 0.20	0.848	0.010
	ADXL355 RBP4	0.088 - 0.21	0.873	0.012
Aceleraciones máximas remuestreadas	PCB L74	0.072 - 0.16	0.824	-
	ADXL355 RBP1	0.072 - 0.18	0.856	0.011
	ADXL355 RBP4	0.074 - 0.18	0.835	0.013
Aceleraciones remuestreadas promedio 100 picos	PCB L74	0.055 - 0.14	0.850	-
	ADXL355 RBP1	0.054 - 0.15	0.843	0.0043
	ADXL355 RBP4	0.058 - 0.15	0.864	0.0059

Finalmente, se presenta en la Figura 41 la distribución tiempo-frecuencia y la energía acumulada en las distintas frecuencias de excitación durante el ensayo según cada uno de los sensores de medición empleados.

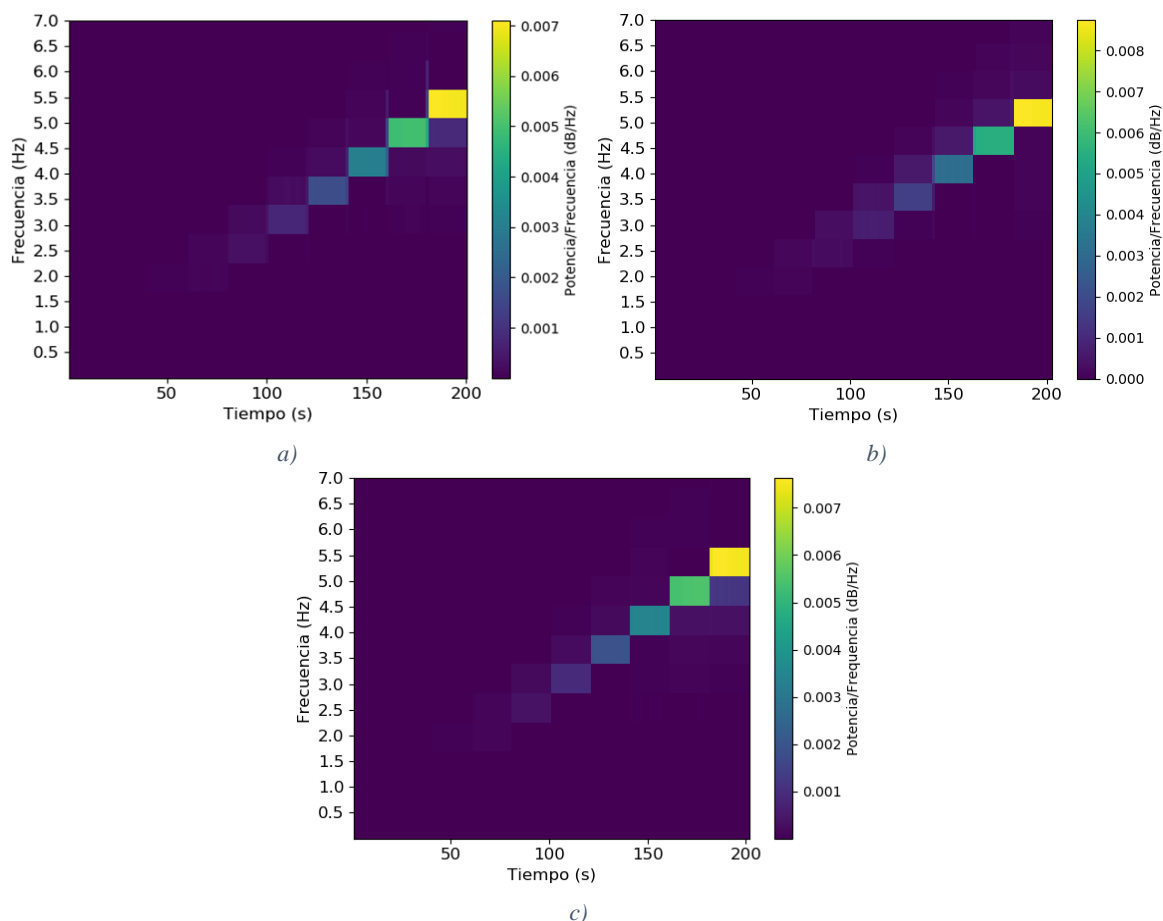


Figura 41. Variación frecuencial del barrido de 0.10 cm de amplitud para cada uno de los acelerómetros: a) espectrograma acelerómetro PCB L74, b) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP1 y c) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP4

Se observa la acumulación de energía a medida que el barrido frecuencial emplea niveles de excitación mayores en cada uno de los sensores de medición. La energía perteneciente a la excitación de las frecuencias de 0.5 Hz, 1.0 Hz y 1.5 Hz no se logra apreciar con claridad debido a su baja magnitud. La energía liberada a partir de la mayor frecuencia de excitación para el acelerómetro PCB L74 se encuentra en el orden de 0.007 dB/Hz, mientras que la energía liberada por el acelerómetro ADXL355 RBP1 y ADXL355 RBP4 se ubica en el orden de 0.008 dB/Hz y 0.007 dB/Hz, respectivamente.

7.1.1.2. Barrido frecuencial amplitud 0.25 cm

La Figura 42 presenta el espectro de aceleraciones máximas a partir de la frecuencia de muestreo original y la ecuación de ajuste para los datos de cada uno de los acelerómetros empleados.

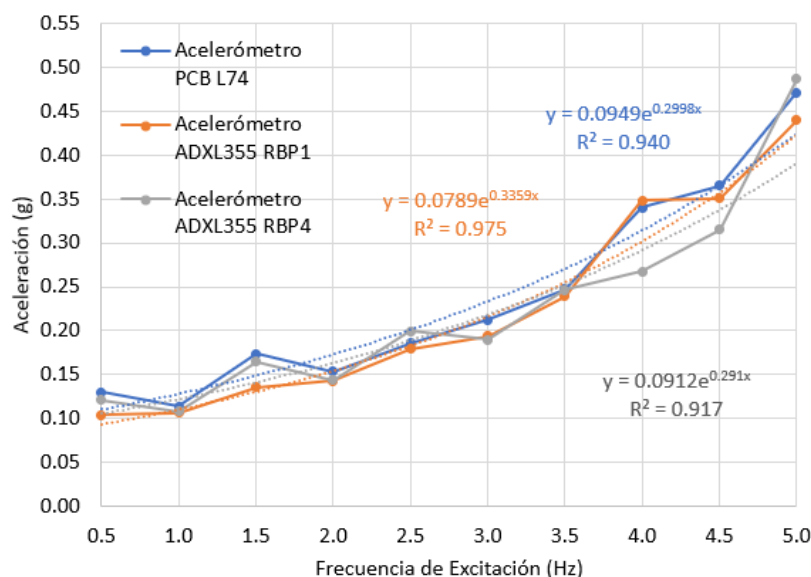


Figura 42. Espectro de aceleraciones máximas para el barrido frecuencial de 0.25 cm de amplitud

El movimiento sinusoidal bajo esta amplitud presenta un desempeño levemente mejor para el nivel de aceleración detectado en la frecuencia de excitación 0.5 Hz con respecto al barrido frecuencial de 0.10 cm de amplitud. El espectro de aceleraciones máximas para cada acelerómetro tiende a incrementar bajo un patrón exponencial.

La Figura 43 presenta el espectro de aceleraciones máximas remuestreadas y la Figura 44 muestra el espectro de aceleraciones a partir del promedio de las 100 aceleraciones pico más altas en cada frecuencia de excitación, junto a la ecuación ajuste de datos para cada uno de los acelerómetros empleados.

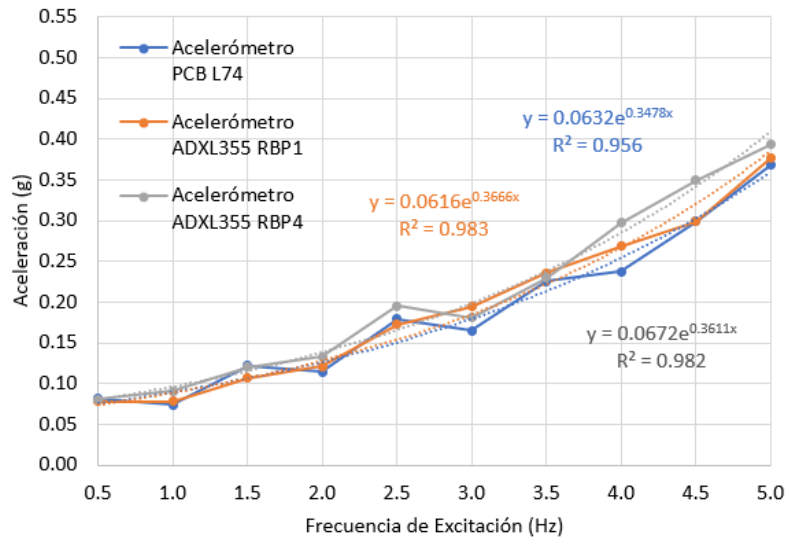


Figura 43. Espectro de aceleraciones máximas remuestreadas para el barrido frecuencial de 0.25 cm de amplitud

Debido al remuestreo realizado sobre las señales, se identifica que las aceleraciones medidas por el acelerómetro PCB L74 sufren disminuciones hasta del 37.5 % con respecto a su valor original. Mientras tanto, las aceleraciones registradas por los acelerómetros ADXL355 RBP1 y ADXL355 RBP4 sufren disminuciones hasta de un 26.4 % y 33.3 % con respecto a su valor original, respectivamente. De igual manera, el espectro de aceleraciones máximas remuestreadas mantiene la tendencia al incremento siguiendo un patrón exponencial para los tres acelerómetros.

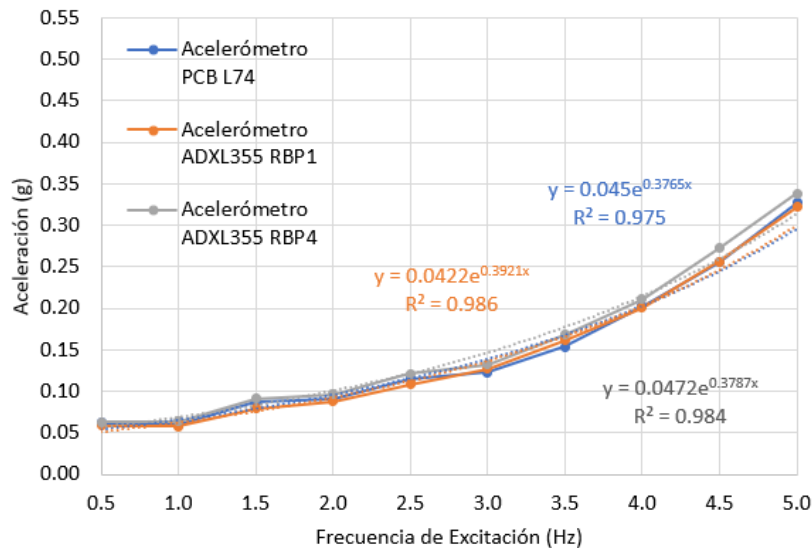


Figura 44. Espectro de aceleraciones remuestreadas promedio a partir de las 100 aceleraciones pico más altas para el barrido frecuencial de 0.25 cm de amplitud

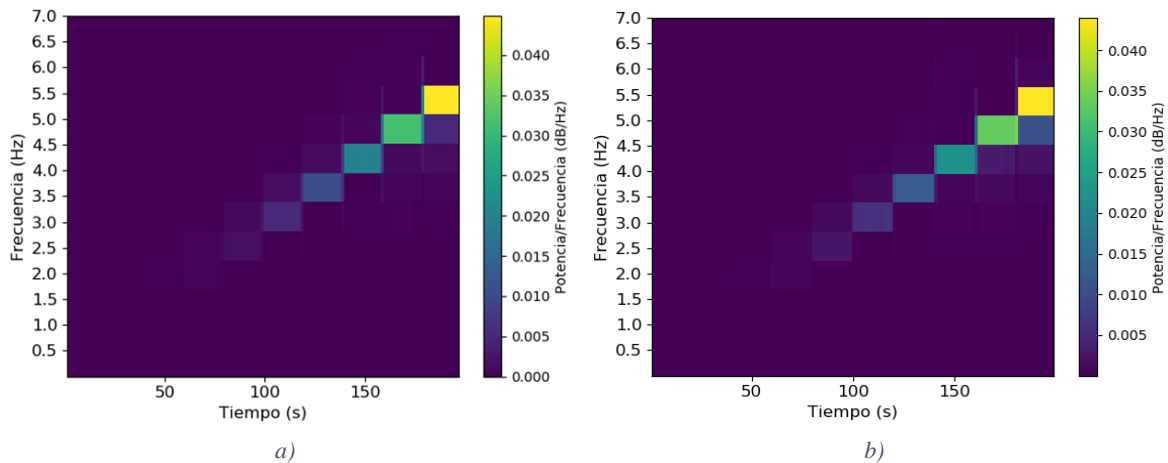
A pesar de presentar niveles de aceleración más leves con respecto al espectro de aceleraciones remuestreadas, este espectro de aceleraciones remuestreadas promedio conserva la tendencia al incremento de manera exponencial.

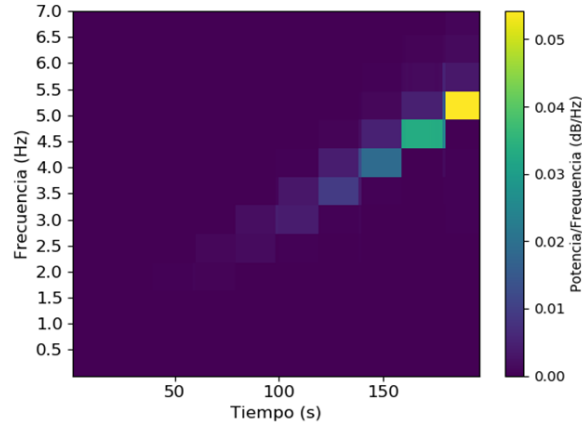
La información concerniente a los rangos de aceleraciones detectados, el coeficiente de determinación R^2 de la ecuación de ajuste y el error RMS para cada uno de los espectros de aceleraciones anteriormente mostrados se encuentra en la Tabla 10.

Tabla 10. Información resumen de los resultados obtenidos para el barrido frecuencial de 0.25 cm de amplitud

Tipo de espectro	Acelerómetro	Rango de aceleraciones (g)	Coefficiente de determinación R^2	Error RMS (g)
Aceleraciones máximas originales	PCB L74	0.11 - 0.47	0.940	-
	ADXL355 RBP1	0.10 - 0.44	0.975	0.020
	ADXL355 RBP4	0.11 - 0.49	0.917	0.030
Aceleraciones máximas remuestreadas	PCB L74	0.074 - 0.37	0.956	-
	ADXL355 RBP1	0.078 - 0.38	0.983	0.015
	ADXL355 RBP4	0.081 - 0.39	0.982	0.028
Aceleraciones remuestreadas promedio 100 picos	PCB L74	0.059 - 0.33	0.975	-
	ADXL355 RBP1	0.058 - 0.32	0.986	0.0049
	ADXL355 RBP4	0.063 - 0.34	0.984	0.0093

Finalmente, se presenta en la Figura 45 la distribución tiempo-frecuencia y la energía acumulada en las distintas frecuencias de excitación durante el ensayo según cada uno de los sensores de medición empleados.





c)

Figura 45. Variación frecuencial del barrido de 0.25 cm de amplitud para cada uno de los acelerómetros: a) espectrograma acelerómetro PCB L74, b) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP1 y c) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP4

Se observa la acumulación de energía a medida que el barrido frecuencial emplea niveles de excitación mayores en cada uno de los sensores de medición. De igual manera, la energía perteneciente a la excitación de las frecuencias de 0.5 Hz, 1.0 Hz y 1.5 Hz no se logra apreciar con claridad debido a su baja magnitud. La energía liberada a partir de la mayor frecuencia de excitación para el acelerómetro PCB L74 se encuentra en el orden de 0.040 dB/Hz, mientras que la energía liberada por el acelerómetro ADXL355 RBP1 y ADXL355 RBP4 se ubica en el orden de 0.040 dB/Hz y 0.050 dB/Hz, respectivamente.

7.1.1.3. Barrido frecuencial amplitud 0.50 cm

La Figura 46 presenta el espectro de aceleraciones máximas a partir de la frecuencia de muestreo original y la ecuación de ajuste para los datos de cada uno de los acelerómetros empleados.

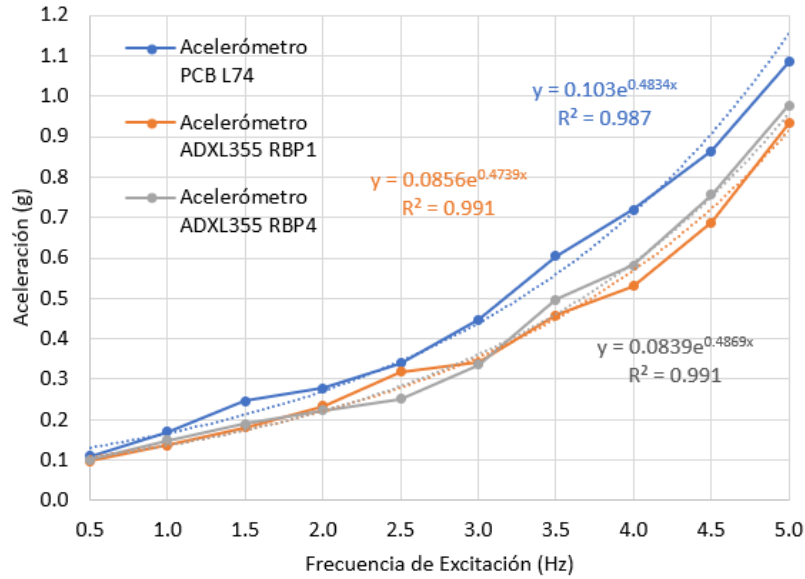


Figura 46. Espectro de aceleraciones máximas para el barrido frecuencial de 0.50 cm de amplitud

El espectro de aceleraciones máximas para cada acelerómetro tiende a incrementar bajo un patrón exponencial.

La Figura 47 presenta el espectro de aceleraciones máximas remuestreadas y la Figura 48 muestra el espectro de aceleraciones a partir del promedio de las 100 aceleraciones pico más altas en cada frecuencia de excitación, junto a la ecuación de ajuste para los datos de cada uno de los acelerómetros empleados.

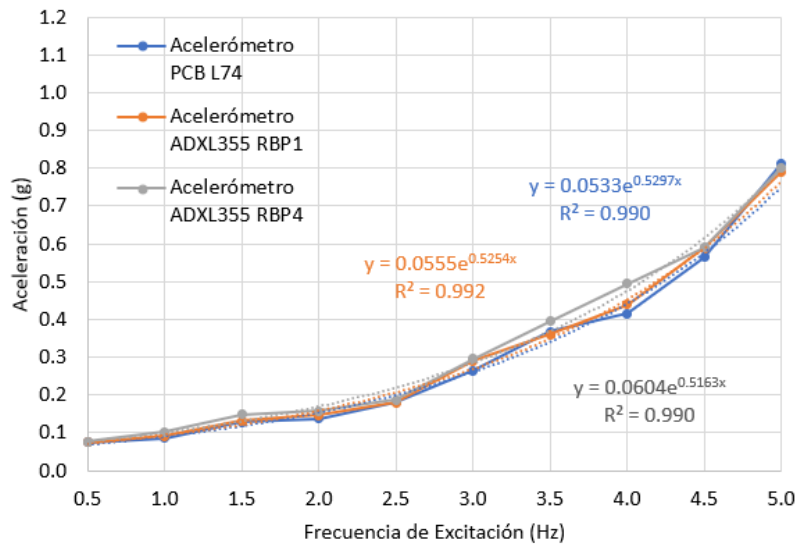


Figura 47. Espectro de aceleraciones máximas remuestreadas para el barrido frecuencial de 0.50 cm de amplitud

Debido al remuestreo realizado sobre las señales, se identifica que las aceleraciones medidas por el acelerómetro PCB L74 sufren disminuciones hasta del 50.8 % con respecto a su valor original. Mientras tanto, las aceleraciones registradas por los acelerómetros ADXL355 RBP1 y ADXL355 RBP4 sufren disminuciones hasta de un 43.8 % y 30.5 % con respecto a su valor original, respectivamente. De igual manera, el espectro de aceleraciones máximas remuestreadas mantiene la tendencia al incremento siguiendo un patrón exponencial para los tres acelerómetros.

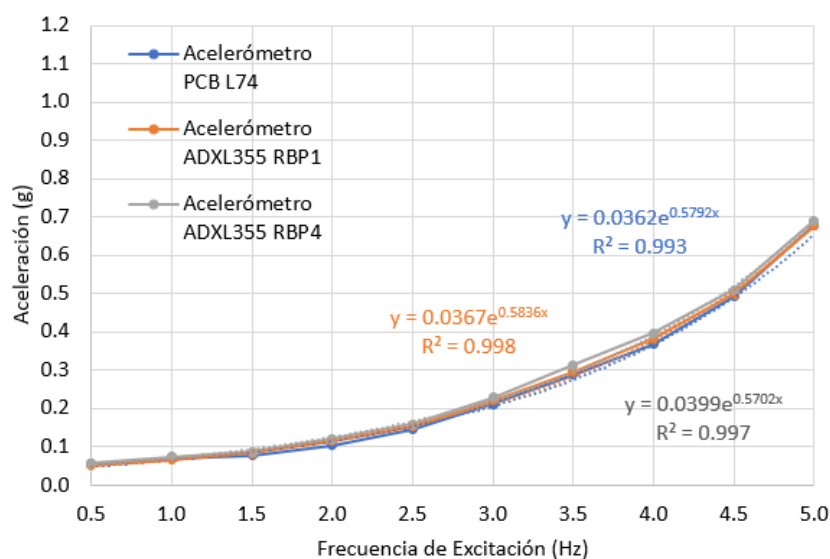


Figura 48. Espectro de aceleraciones remuestreadas promedio a partir de las 100 aceleraciones pico más altas para el barrido frecuencial de 0.50 cm de amplitud

A pesar de presentar niveles de aceleración más leves con respecto al espectro de aceleraciones remuestreadas, este espectro de aceleraciones remuestreadas promedio conserva la tendencia al incremento de manera exponencial.

La información concerniente a los rangos de aceleraciones detectados, el coeficiente de determinación R^2 de la ecuación de ajuste y el error RMS para cada uno de los espectros de aceleraciones anteriormente mostrados se encuentra en la Tabla 11.

Tabla 11. Información resumen de los resultados obtenidos para el barrido frecuencial de 0.50 cm de amplitud

Tipo de espectro	Acelerómetro	Rango de aceleraciones (g)	Coeficiente de determinación R^2	Error RMS (g)
Aceleraciones máximas originales	PCB L74	0.11 - 1.08	0.987	-
	ADXL355 RBP1	0.098 - 0.93	0.991	0.11
	ADXL355 RBP4	0.10 - 0.98	0.991	0.090

Tipo de espectro	Acelerómetro	Rango de aceleraciones (g)	Coefficiente de determinación R^2	Error RMS (g)
Aceleraciones máximas	PCB L74	0.076 - 0.81	0.990	-
remuestreadas	ADXL355 RBP1	0.075 - 0.79	0.992	0.016
	ADXL355 RBP4	0.077 - 0.80	0.990	0.032
Aceleraciones remuestreadas	PCB L74	0.054 - 0.68	0.993	-
	ADXL355 RBP1	0.052 - 0.68	0.998	0.0077
promedio 100 picos	ADXL355 RBP4	0.056 - 0.69	0.997	0.017

Finalmente, se presenta en la Figura 49 la distribución tiempo-frecuencia y la energía acumulada en las distintas frecuencias de excitación durante el ensayo según cada uno de los sensores de medición empleados.

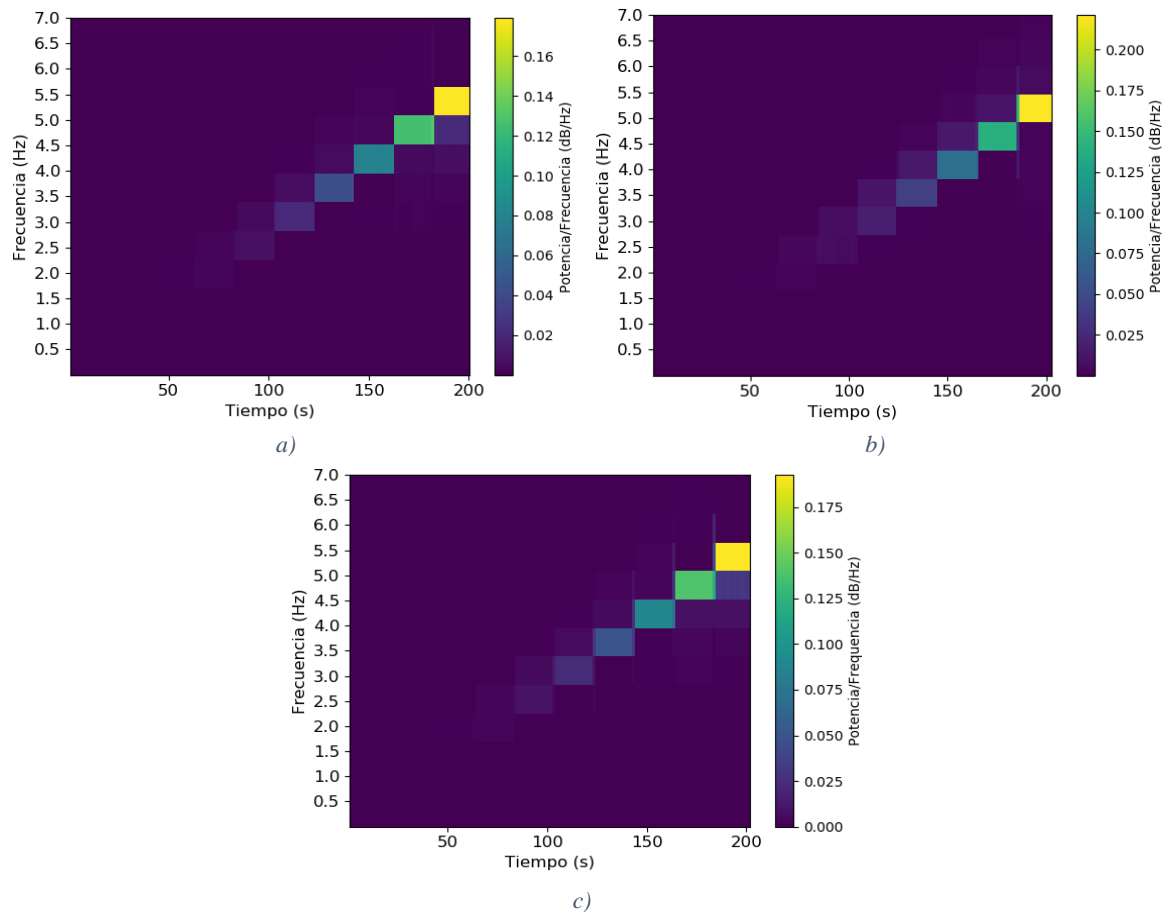


Figura 49. Variación frecuencial del barrido de 0.50 cm de amplitud para cada uno de los acelerómetros: a) espectrograma acelerómetro PCB L74, b) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP1 y c) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP4

Se observa la acumulación de energía a medida que el barrido frecuencial emplea niveles de excitación mayores en cada uno de los sensores de medición. De igual manera, la energía perteneciente a la excitación de las frecuencias de 0.5 Hz, 1.0 Hz y 1.5 Hz no se logra apreciar

con claridad debido a su baja magnitud. La energía liberada a partir de la mayor frecuencia de excitación para el acelerómetro PCB L74 se encuentra en el orden de 0.160 dB/Hz, mientras que la energía liberada por el acelerómetro ADXL355 RBP1 y ADXL355 RBP4 se ubica en el orden de 0.200 dB/Hz y 0.175 dB/Hz, respectivamente.

7.1.1.4. Barrido frecuencial amplitud 0.75 cm

La Figura 50 presenta el espectro de aceleraciones máximas a partir de la frecuencia de muestreo original y la ecuación de ajuste para los datos de cada uno de los acelerómetros empleados.

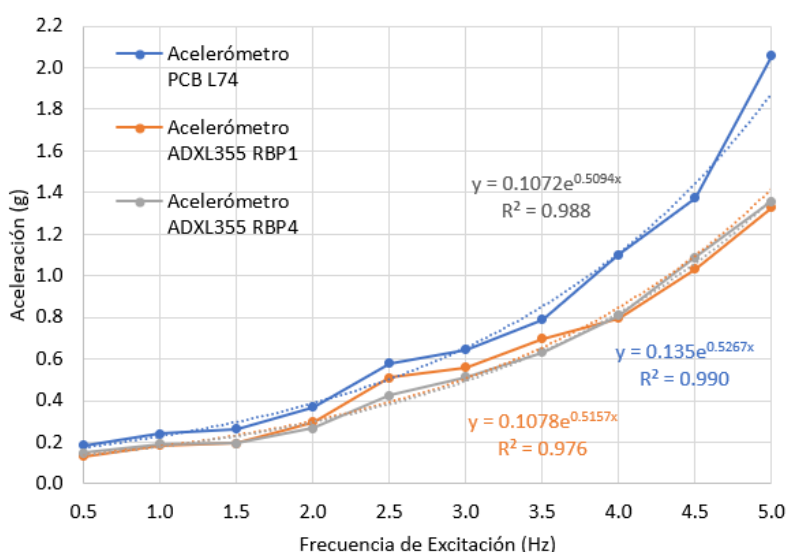


Figura 50. Espectro de aceleraciones máximas para el barrido frecuencial de 0.75 cm de amplitud

El espectro de aceleraciones máximas para cada acelerómetro tiende a incrementar bajo un patrón exponencial.

La Figura 51 presenta el espectro de aceleraciones máximas remuestreadas y la Figura 52 muestra el espectro de aceleraciones a partir del promedio de las 100 aceleraciones pico más altas en cada frecuencia de excitación, junto a la ecuación de ajuste para los datos de cada uno de los acelerómetros empleados.

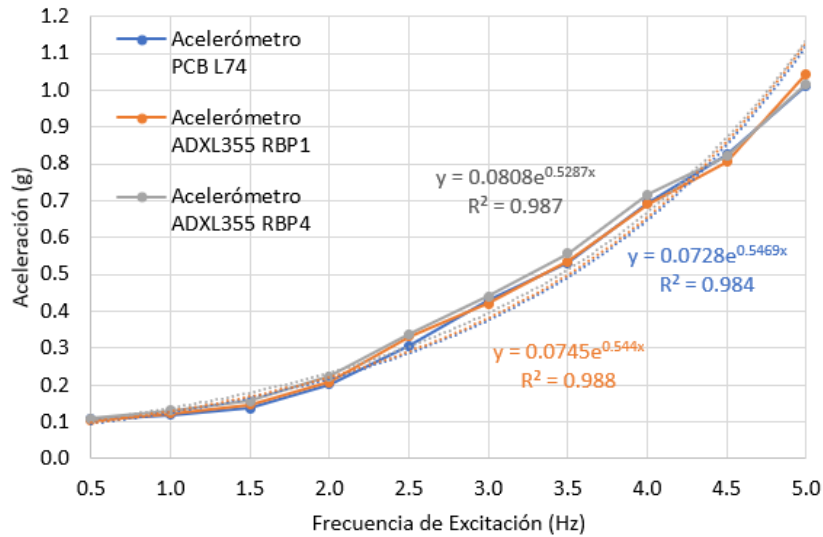


Figura 51. Espectro de aceleraciones máximas remuestreadas para el barrido frecuencial de 0.75 cm de amplitud

Debido al remuestreo realizado sobre las señales, se identifica que las aceleraciones medidas por el acelerómetro PCB L74 sufren disminuciones hasta del 50.8 % con respecto a su valor original. Mientras tanto, las aceleraciones registradas por los acelerómetros ADXL355 RBP1 y ADXL355 RBP4 sufren disminuciones hasta de un 35.2 % y 32.2 % con respecto a su valor original, respectivamente. De igual manera, el espectro de aceleraciones máximas remuestreadas mantiene la tendencia al incremento siguiendo un patrón exponencial para los tres acelerómetros.

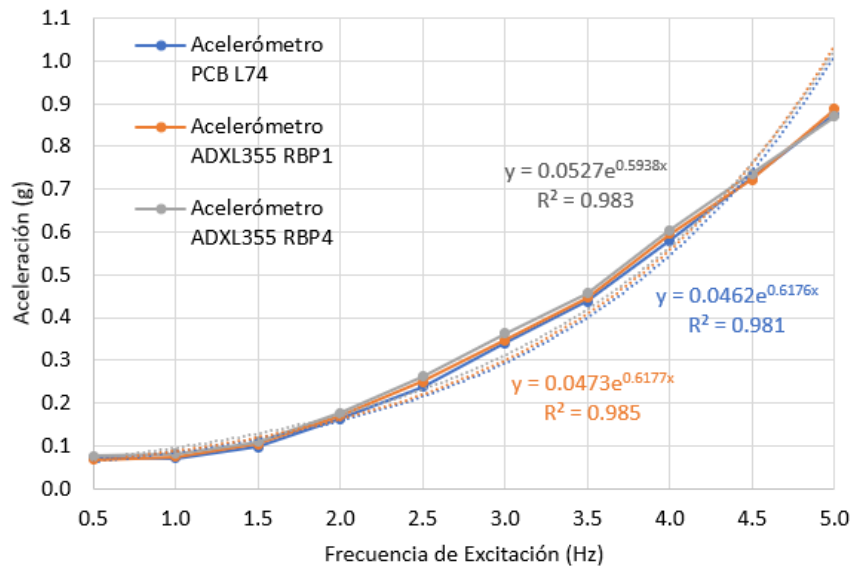


Figura 52. Espectro de aceleraciones remuestreadas a partir del promedio de los 100 picos más altos para el barrido frecuencial de 0.75 cm de amplitud

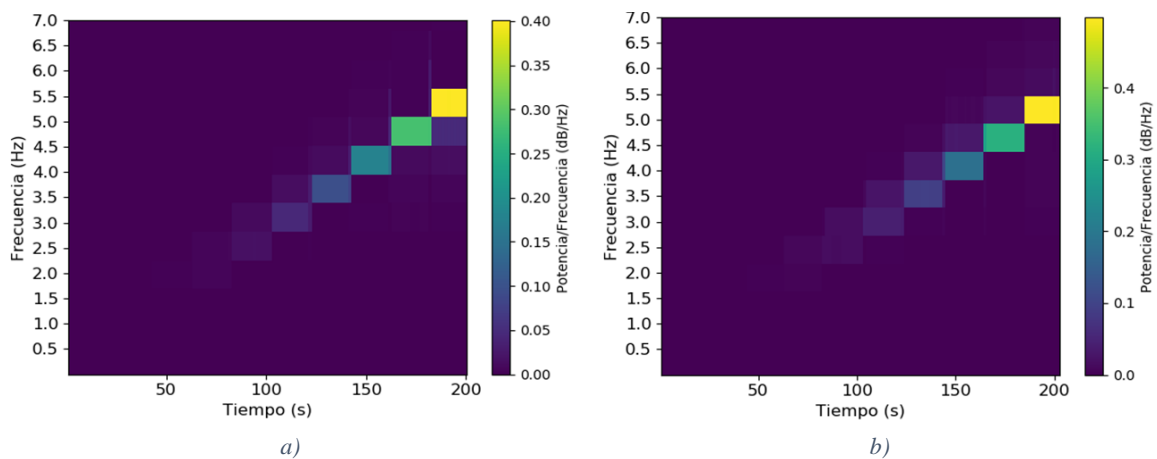
A pesar de presentar niveles de aceleración más leves con respecto al espectro de aceleraciones remuestreadas, este espectro de aceleraciones remuestreadas promedio conserva la tendencia al incremento de manera exponencial.

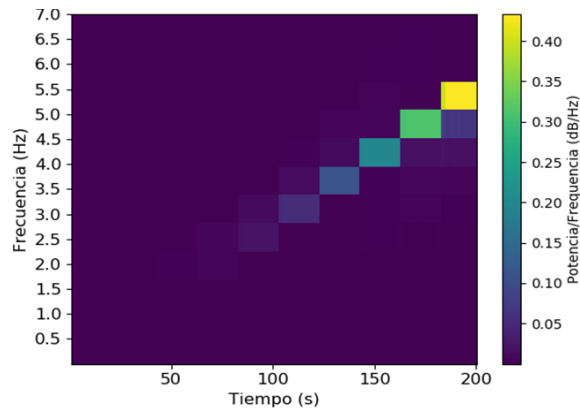
La información concerniente a los rangos de aceleraciones detectados, el coeficiente de determinación R^2 de la ecuación de ajuste y el error RMS para cada uno de los espectros de aceleraciones anteriormente mostrados se encuentra en la Tabla 12.

Tabla 12. Información resumen de los resultados obtenidos para el barrido frecuencial de 0.75 cm de amplitud

Tipo de espectro	Acelerómetro	Rango de aceleraciones (g)	Coeficiente de determinación R^2	Error RMS (g)
Aceleraciones máximas originales	PCB L74	0.19 - 2.1	0.990	-
	ADXL355 RBP1	0.13 - 1.33	0.976	0.28
	ADXL355 RBP4	0.15 - 1.36	0.988	0.27
Aceleraciones máximas remuestreadas	PCB L74	0.11 - 1.01	0.984	-
	ADXL355 RBP1	0.10 - 1.04	0.988	0.015
	ADXL355 RBP4	0.11 - 1.02	0.987	0.019
Aceleraciones remuestreadas promedio 100 picos	PCB L74	0.071 - 0.87	0.981	-
	ADXL355 RBP1	0.068 - 0.89	0.985	0.0091
	ADXL355 RBP4	0.076 - 0.87	0.983	0.016

Finalmente, se presenta en la Figura 53 la distribución tiempo-frecuencia y la energía en las distintas frecuencias de excitación durante el ensayo según cada uno de los sensores de medición empleados.





c)

Figura 53. Variación frecuencial del barrido de 0.75 cm de amplitud para cada uno de los acelerómetros: a) espectrograma acelerómetro PCB L74, b) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP1 y c) espectrograma acelerómetro ADXL355 RBP4

Se observa la acumulación de energía a medida que el barrido frecuencial emplea niveles de excitación mayores en cada uno de los sensores de medición. De igual manera, la energía perteneciente a la excitación de las frecuencias de 0.5 Hz, 1.0 Hz y 1.5 Hz no se logra apreciar con claridad debido a su baja magnitud. La energía liberada a partir de la mayor frecuencia de excitación para el acelerómetro PCB L74 se encuentra en el orden de 0.40 dB/Hz, mientras que la energía liberada por el acelerómetro ADXL355 RBP1 y ADXL355 RBP4 se ubica en el orden de 0.50 dB/Hz y 0.40 dB/Hz, respectivamente.

Las pseudo-aceleraciones calculadas en cada uno de los barridos frecuenciales para el rango de frecuencias de excitación estipulado se encuentran en el Anexo 10.4. Los resultados experimentales procesados a partir de las señales originales en cada barrido frecuencial permiten construir las superficies de respuesta en función de la frecuencia de excitación y la pseudo-aceleración. La Figura 54 indica las superficies de respuesta de frecuencia y la Figura 55 muestra las superficies de respuesta de pseudo-aceleración para cada uno de los acelerómetros en evaluación. Cabe destacar que la diferencia en la frecuencia de muestreo de los datos para cada sistema de medición incide en la discrepancia entre las magnitudes de aceleraciones registradas por cada acelerómetro, por ende los registros del sistema de medición de prueba tienden a subestimar las magnitudes de las aceleraciones.

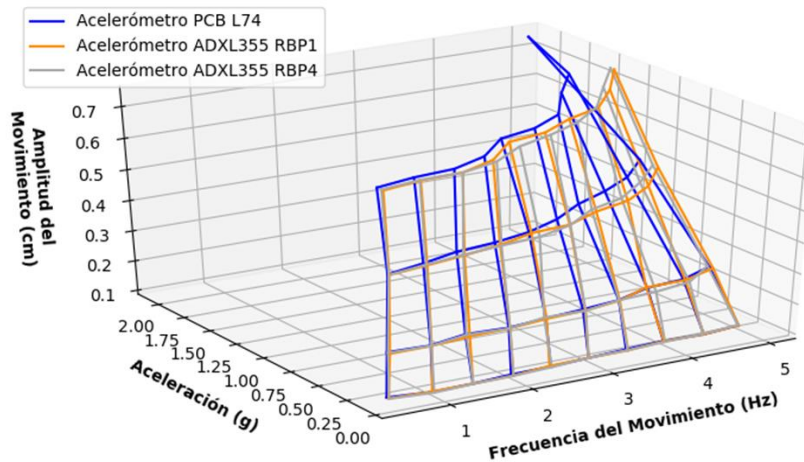


Figura 54. Superficies de respuesta de frecuencia

Las superficies de respuesta de frecuencia logran comportarse similarmente en términos de aceleraciones para las frecuencias de excitación menores o iguales a 3.0 Hz, a medida que la amplitud del movimiento va aumentando. De manera contraria, a medida que la amplitud del movimiento va aumentando para las frecuencias de excitación mayores o iguales a 3.5 Hz, las superficies de respuesta de frecuencia del acelerómetro ADXL355 RBP1 y ADXL RBP4 presentan una mayor diferencia en términos de aceleraciones con respecto a la superficie de respuesta de frecuencia del acelerómetro PCB L74.

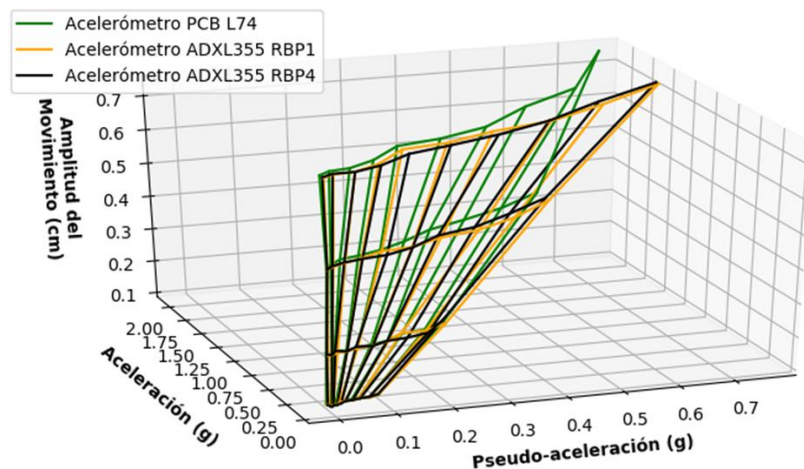


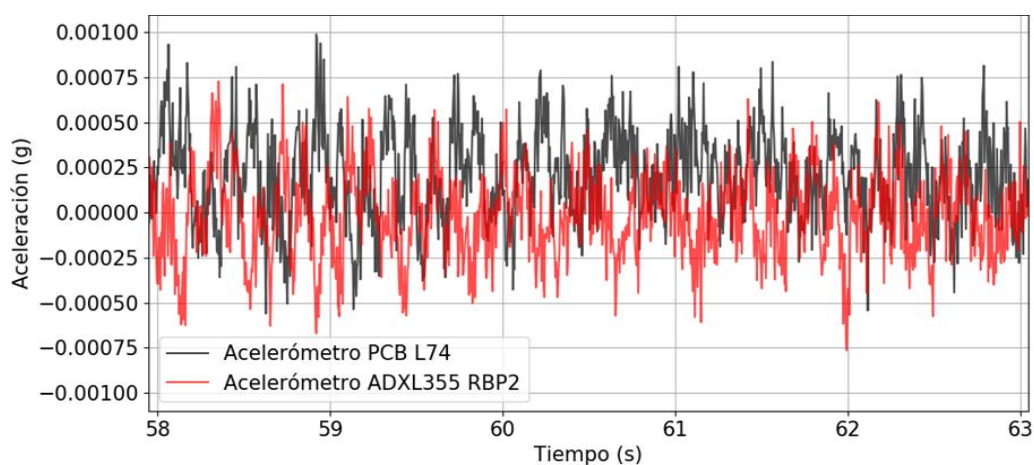
Figura 55. Superficies de respuesta de pseudo-aceleración

A medida que la amplitud del movimiento y la pseudo-aceleración aumentan, las superficies de respuesta de pseudo-aceleración de los acelerómetros ADXL35 RBP1 y ADXL355 RBP4 muestran una mayor diferencia en términos de aceleraciones con respecto a la superficie de respuesta de pseudo-aceleración del acelerómetro PCB L74.

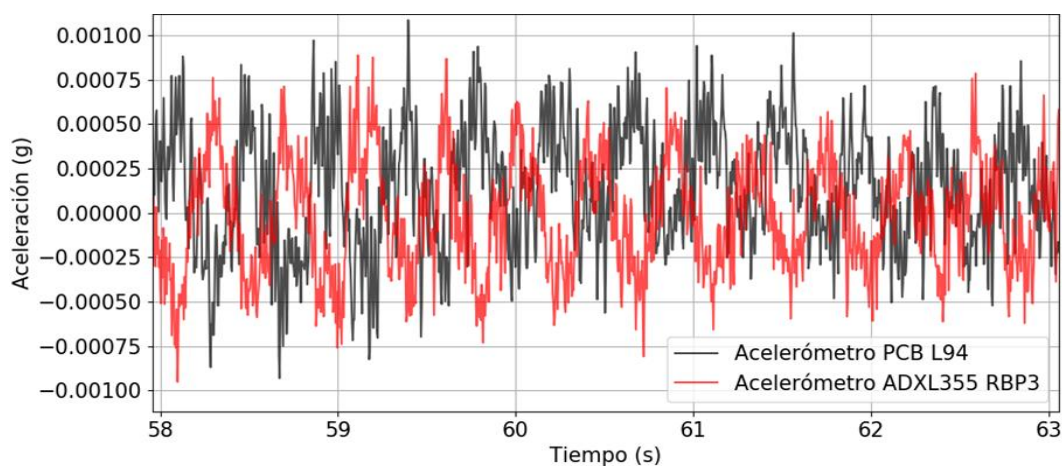
7.1.2. Instrumentación estructura flexible

7.1.2.1. Identificación modal de las frecuencias naturales y las formas modales

Se seleccionaron 5 ventanas de tiempo de vibración ambiental de diferente duración con el fin de identificar las frecuencias naturales y las formas modales de la estructura. A partir de esta selección, se realizó un post-procesamiento de la información y se escogieron las ventanas de tiempo que permitieron lograr una identificación modal y un criterio MAC confiable. La Figura 56 presenta una ventana de tiempo de la totalidad de los registros de vibración ambiental considerados (20 segundos aproximadamente) para ambos sistemas de medición.



a)



b)

Figura 56. Señales de vibración ambiental registradas durante el ensayo: a) registro del canal de medición 1 y b) registro del canal de medición 2

Para los registros de vibración ambiental en el canal de medición 1, la amplitud ambiental medida por el acelerómetro PCB L74 es menor a 0.0010 g, mientras que la amplitud ambiental detectada por el acelerómetro ADXL355 RBP2 no supera el valor de 0.0008 g, aproximadamente. Para los registros de vibración ambiental en el canal de medición 2, la amplitud ambiental medida por el acelerómetro PCB L94 es menor 0.0012 g, mientras que la amplitud ambiental detectada por el acelerómetro ADXL355 RBP3 no supera el valor de 0.0010 g.

La respuesta dinámica de la estructura en el dominio frecuencial se define según los valores singulares pico de la línea frecuencial de valores S1 del espectro y el vector de forma modal asociado a cada valor singular pico. La línea frecuencial de valores S2 puede contener ruido o información de modos de vibración escondidos detrás del modo dominante en el ancho de banda y, por ende, no se considera en el análisis (Obregón, 2011). Los espectros de valores singulares correspondientes a los registros de vibración ambiental para cada uno de los sistemas de medición en cuestión se muestran en la Figura 57.

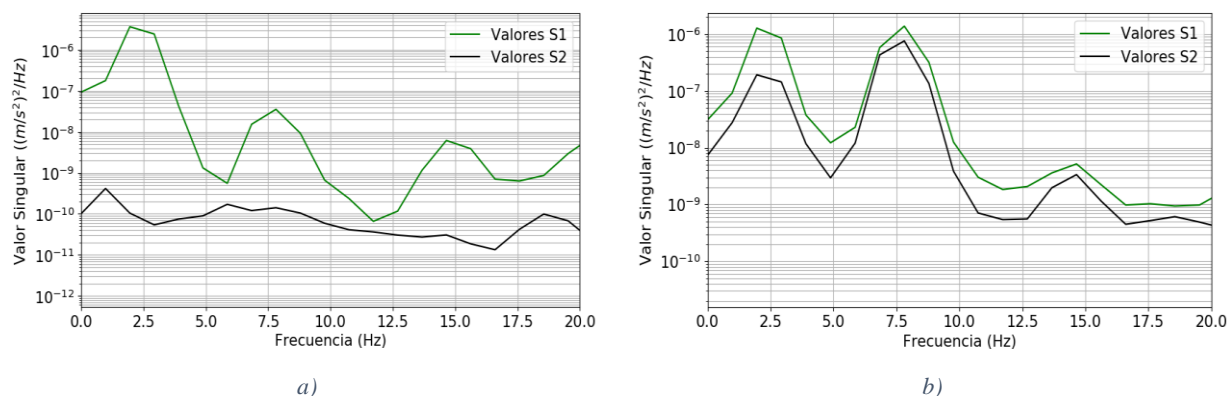


Figura 57. Respuesta de la estructura de 2 grados de libertad en el dominio frecuencial: a) espectro de valores singulares del sistema de medición de referencia y b) espectro de valores singulares del sistema de medición de prueba

El primer y segundo valor singular pico identificado en ambos sistemas de medición poseen una frecuencia igual a 1.95 Hz y 7.81 Hz, respectivamente. El vector de forma modal perteneciente a cada una de estas frecuencias representa significativamente la respuesta dinámica del sistema. Por lo tanto, las frecuencias naturales de 1.95 Hz y 7.81 Hz se consideraron como el primer y segundo modo de vibración predominante de la estructura, respectivamente. El tercer valor singular pico detectado cuenta con una frecuencia asociada a 14.65 Hz y su vector de forma modal era similar al vector de forma modal del primer modo de vibración predominante. Por lo tanto, se descartó esta frecuencia como un posible modo de vibración importante.

Los resultados de la identificación modal de las frecuencias naturales y las formas modales según los sistemas de medición se muestran en la Tabla 13.

Tabla 13. Resultados de la identificación modal de la estructura mediante el método FDD

Modo de vibración 1				
Canal de medición	Frecuencia f (Hz)		Coordenada modal Φ	
	Sistema Referencia	Sistema Prueba	Sistema Referencia	Sistema Prueba
Canal 1	1.95	1.95	0.588	0.445
Canal 2			1.000	1.000
Modo de vibración 2				
Canal de medición	Frecuencia f (Hz)		Coordenada modal Φ	
	Sistema Referencia	Sistema Prueba	Sistema Referencia	Sistema Prueba
Canal 1	7.81	7.81	1.000	1.000
Canal 2			-0.759	-0.536

Las frecuencias naturales identificadas de los modos de vibración predominantes para cada uno de los sistemas de medición son exactamente iguales. Por otro lado, las formas modales asociadas a los modos de vibración predominantes de la estructura para cada sistema de medición se exponen en la Figura 58.

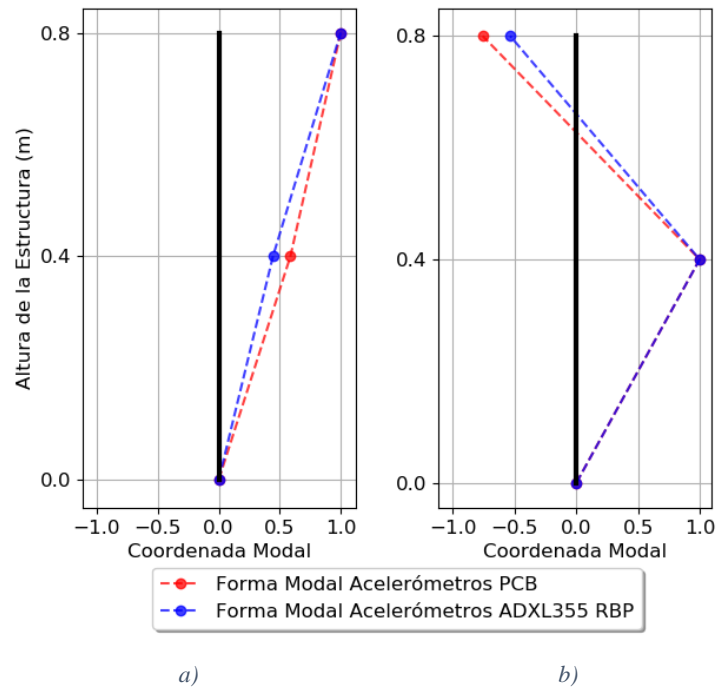


Figura 58. Formas modales estimadas mediante los sistemas de instrumentación: a) forma modal 1 (1.95 Hz) y b) forma modal 2 (7.81 Hz)

Se presenta gráficamente los valores del criterio MAC en la Figura 59. El modo de vibración objetivo representa la forma modal determinada por el sistema de referencia y el modo de vibración calculado hace referencia a la forma modal encontrada por el sistema de medición de prueba.

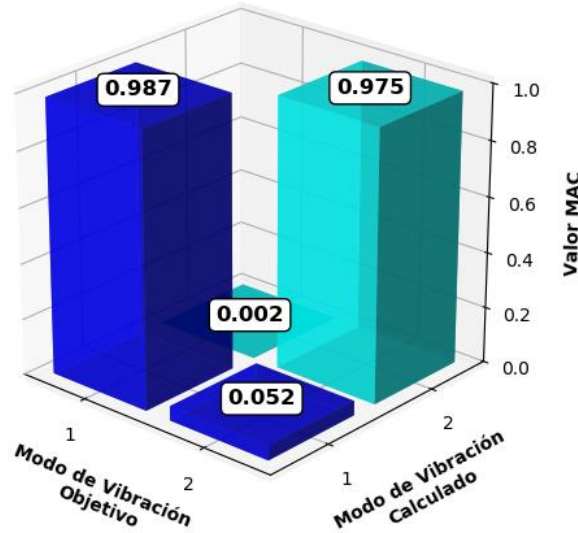
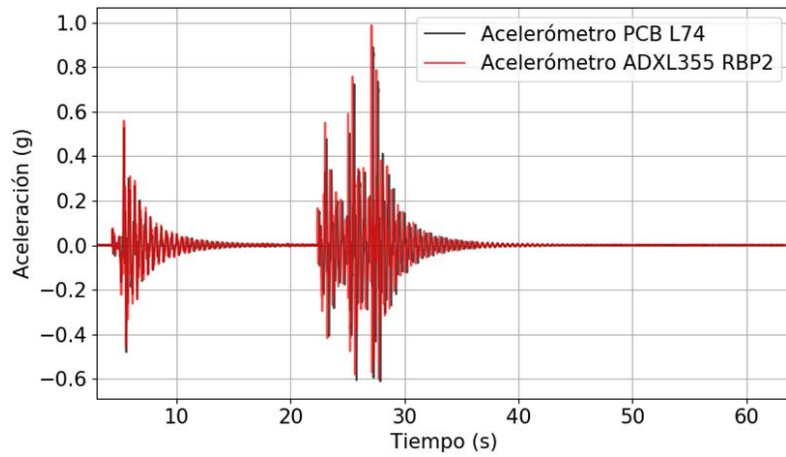


Figura 59. Criterio de comparación MAC entre las formas modales estimadas

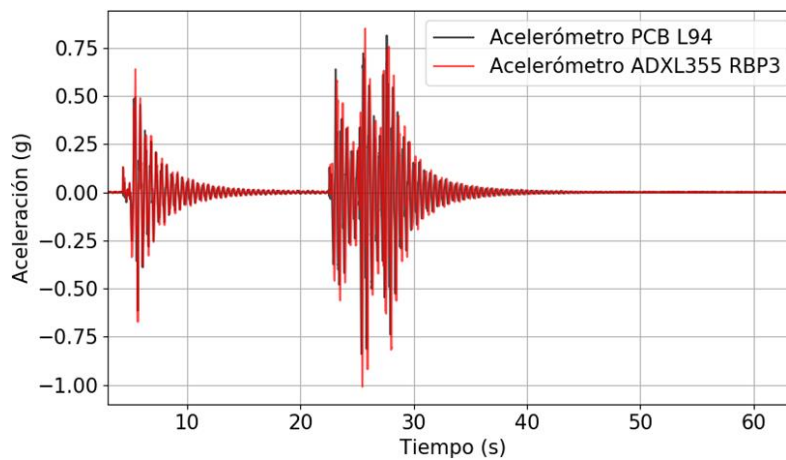
Los valores del criterio MAC de la diagonal principal para los modos de vibración identificados son muy próximos a la unidad. Por lo tanto, la correlación entre las formas modales estimadas para el modo de vibración 1 y 2 se considera significativamente alta. Rainieri & Fabroccino (2014) consideran un valor de aceptación MAC adecuado alrededor de 0.80.

7.1.2.2. Caracterización del amortiguamiento

Se registró la respuesta en vibración forzada y en vibración libre del sistema ante esta excitación aleatoria con el objetivo de determinar el amortiguamiento asociado al modo fundamental de la estructura por medio de la metodología del decremento logarítmico. No se determinó el amortiguamiento para el segundo modo de vibración predominante debido a que la energía de deformación asociada es mucho menor y el proceso de filtrado altera la respuesta estructural significativamente en este modo (Magalhães et al., 2010). Los registros de aceleraciones de vibración forzada durante la experimentación se evidencian en la Figura 60.



a)

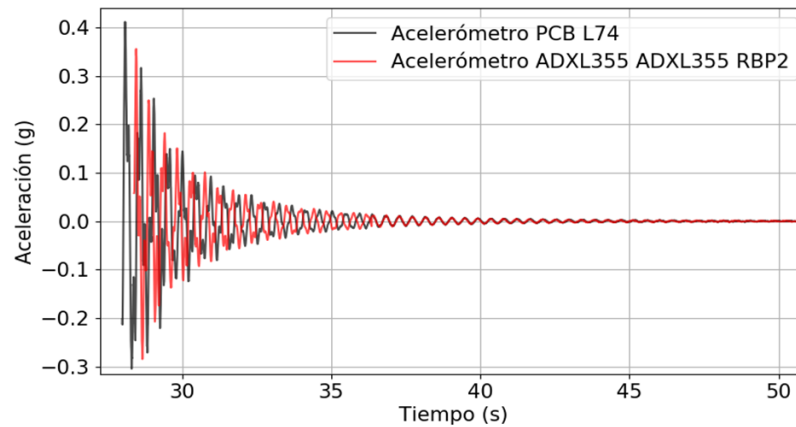


b)

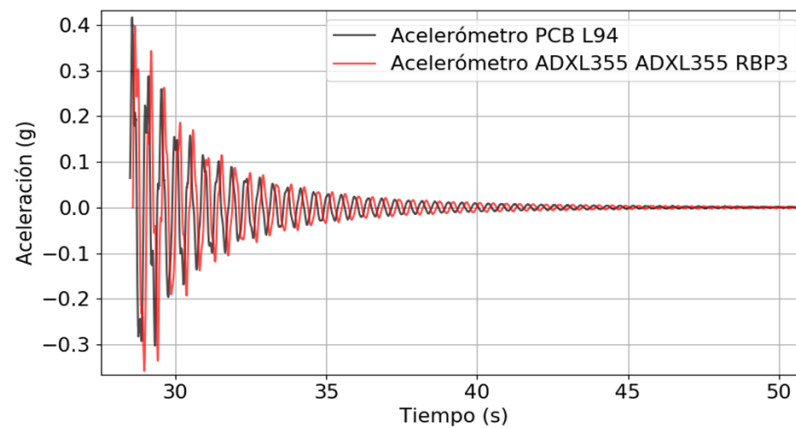
Figura 60. Señales de aceleraciones registradas durante el ensayo: a) registro del canal de medición 1 y b) registro del canal de medición 2

Para el canal de medición 1, la aceleración máxima absoluta registrada por el acelerómetro PCB L74 es de 0.88 g, mientras que la aceleración de mayor magnitud para el acelerómetro ADXL355 RBP2 es igual a 0.98 g. En el canal de medición 2, se registró una aceleración máxima absoluta para el sensor PCB L94 equivalente a 0.84 g, entretanto la aceleración de mayor magnitud detectada por el sensor ADXL355 RBP3 es de 1.01 g. El rango de aceleraciones medidas para el canal 1 está comprendido entre -0.60 g y 1.0 g aproximadamente. Por otra parte, el canal 2 posee un rango de aceleraciones comprendidas entre -1.0 g y 0.80 g aproximadamente.

Los registros de vibración libre de la estructura para cada canal de medición o grado de libertad se seleccionaron como ventanas tipo exponencial (A. Hasan et al., 2018) y se indican en la Figura 61.



a)



b)

Figura 61. Señales de vibración libre del sistema para cada grado de libertad: a) registro del canal de medición 1 y b) registro del canal de medición 2

A partir de la respuesta en vibración libre de la estructura para cada canal según el sensor del sistema de medición, se calculó el amortiguamiento a través del decremento logarítmico definido en la sección 5.2. Se presenta a continuación un cálculo tipo de la razón de amortiguamiento de una de las parejas de aceleraciones pico asociada al primer modo de vibración predominante según el canal de medición 1 a partir de los sistemas de instrumentación empleados. Se calculó el decremento logarítmico para cada pareja de aceleraciones pico distanciadas por 6 ciclos. Las señales de vibración libre filtradas para el canal de medición 2 se encuentran en el Anexo 10.5.

Teniendo en cuenta los registros del sistema de medición de prueba, la Figura 62 presenta las aceleraciones pico representativas de la señal de vibración libre filtrada a partir del acelerómetro ADXL355 RBP2.

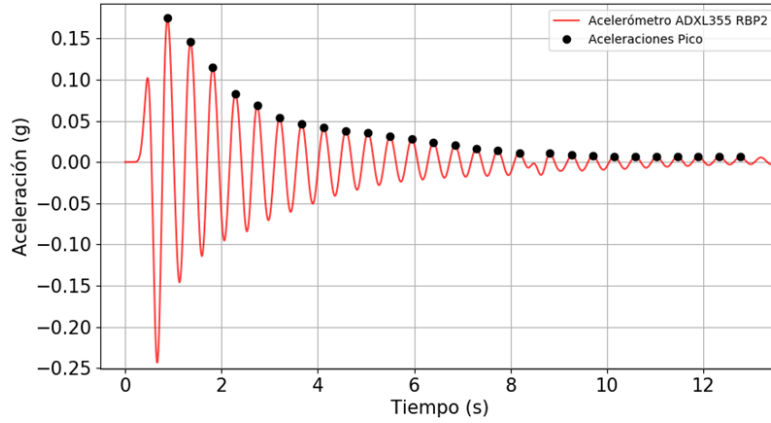


Figura 62. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro ADXL355 RBP2 para el modo de vibración 1

$$\ln\left(\frac{0.1750}{0.04647}\right) = \frac{2\pi(6)\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (21)$$

$$\zeta = 0.03515 = 3.515 \% \quad (22)$$

Teniendo en cuenta los registros del sistema de medición de referencia, la Figura 63 presenta las aceleraciones pico representativas de la señal de vibración libre filtrada a partir del acelerómetro PCB L74.

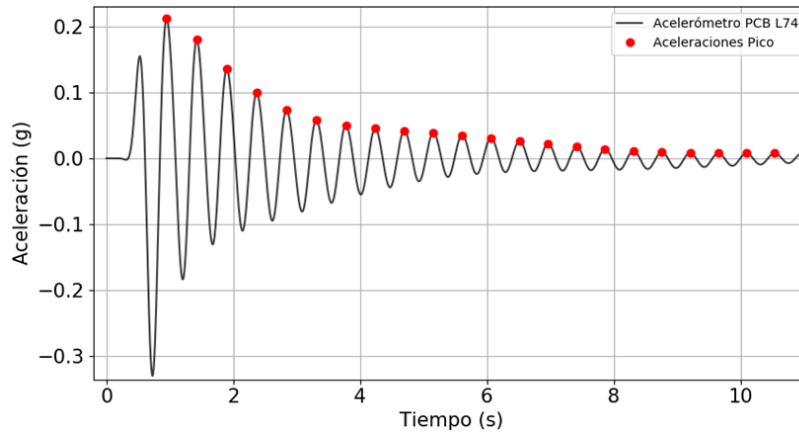


Figura 63. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro PCB L74 para el modo de vibración 1

$$\ln\left(\frac{0.2120}{0.04991}\right) = \frac{2\pi(6)\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (23)$$

$$\zeta = 0.03833 = 3.833 \% \quad (24)$$

Una vez caracterizado el amortiguamiento de la misma manera para el canal de medición 2 del ensayo, se conformó un conjunto de resultados a partir de la información de ambos

canales de medición para cada uno de los sistemas de instrumentación empleados. La distribución del amortiguamiento calculado para cada uno de los sistemas de medición se presenta en la Figura 64. Los resultados de la caracterización de la razón de amortiguamiento para cada sistema de medición se muestran en la Tabla 14.

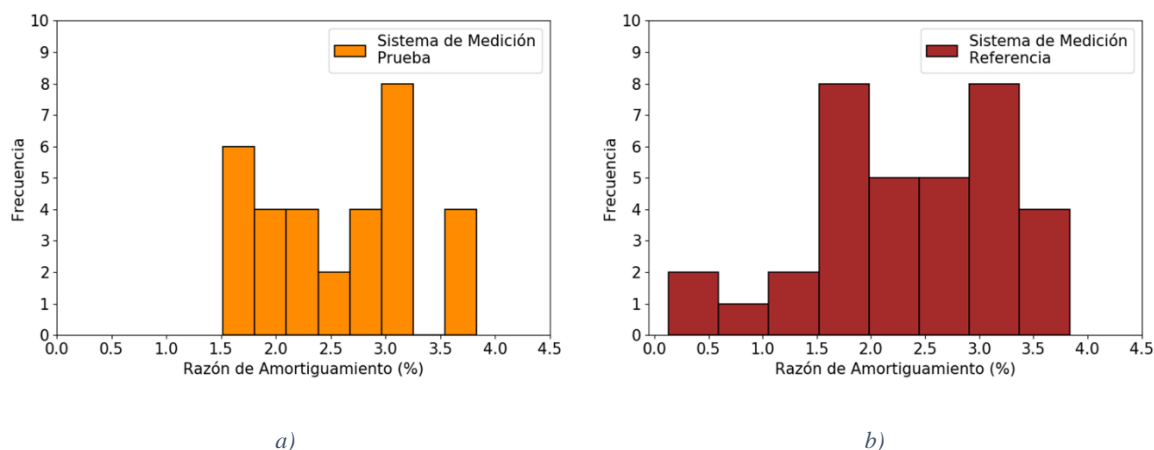


Figura 64. Histogramas para los valores de la razón de amortiguamiento: a) según el sistema de medición de prueba y b) según el sistema de medición de referencia

Tabla 14. Resultados del amortiguamiento calculado a través del decremento logarítmico

Modo de vibración 1			
Sistema referencia		Sistema prueba	
Razón de amortiguamiento ζ promedio (%)	Coefficiente de variación (%)	Razón de amortiguamiento ζ promedio (%)	Coefficiente de variación (%)
2.022	46.8	2.339	36.8

La razón de amortiguamiento promedio calculada a partir del sistema de medición de prueba posee un error relativo equivalente al 15.68 % con respecto al sistema de referencia. La variación de la razón de amortiguamiento promedio para ambos sistemas de medición se encuentra dentro de un rango aceptable. Magalhães, Cunha, Caetano & Brincker (2010) reportaron en sus estudios valores de desviación estándar relativa o coeficiente de variación hasta del 53.0 %.

Las frecuencias naturales de la estructura flexible se lograron identificar a partir del sistema de medición de prueba con un error relativo del 0.0 % con respecto al sistema de medición de referencia. Respecto a las formas modales detectadas por ambos sistemas de medición, la

correlación de las formas modales cuenta con un valor de 98.7 % y 97.5 % para el primer y segundo modo de vibración, respectivamente. Por otra parte, la razón de amortiguamiento promedio del sistema de medición de prueba se determinó con un error relativo igual a 15.68 % teniendo en cuenta el sistema de medición de referencia.

7.2. ENSAYOS A ESCALA NATURAL

7.2.1. Monitoreo demolición viga estructural

Los resultados del comportamiento de las frecuencias naturales de la losa-cubierta se muestran a continuación para los tres primeros vanos: vano 1-2, vano 2-3 y vano 3-4.

7.2.1.1. Vano 1-2

Los registros de aceleraciones de vibración ambiental y vibración forzada durante la demolición para el vano 1-2 se evidencian en la Figura 65.

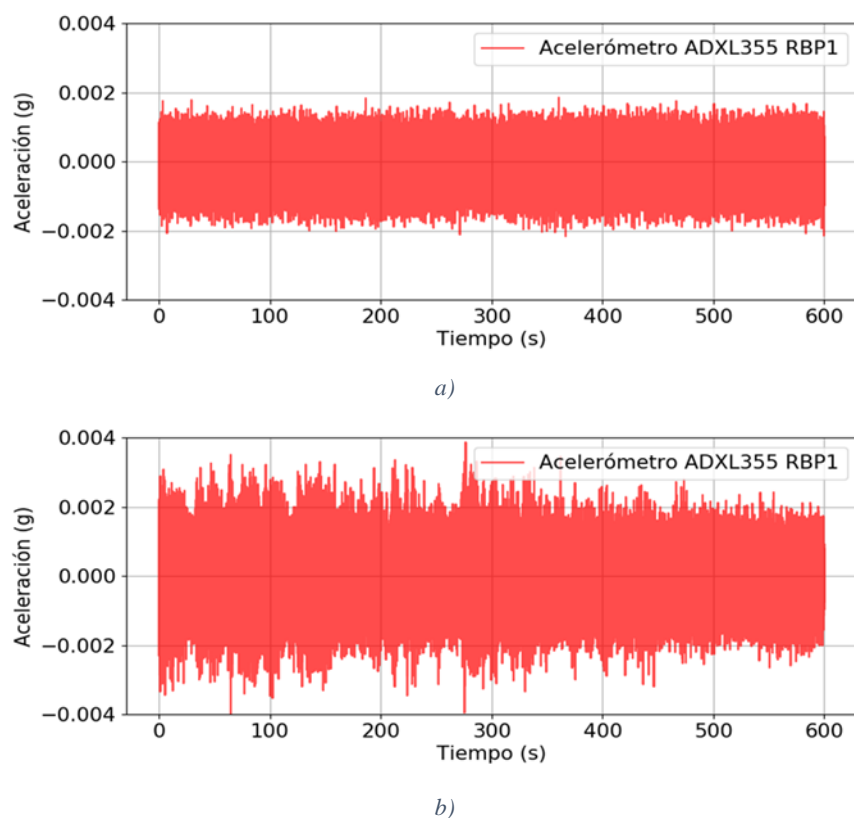


Figura 65. Señales de aceleraciones durante vibraciones sobre el vano 1-2: a) registro de vibración ambiental y b) registro de vibración forzada

La amplitud de las aceleraciones ambientales no supera el valor de 0.0022 g. Por otro lado, la aceleración máxima absoluta registrada por el acelerómetro ADXL355 RBP1 durante el proceso de demolición es igual 0.0040 g.

El comportamiento dinámico de la losa puede identificarse a través de la respuesta estructural en el dominio frecuencial. Los espectros de densidad de potencia se calcularon para cada uno de los ensayos analizados anteriormente. La Figura 66 presenta la respuesta de la losa-cubierta en el dominio frecuencial.

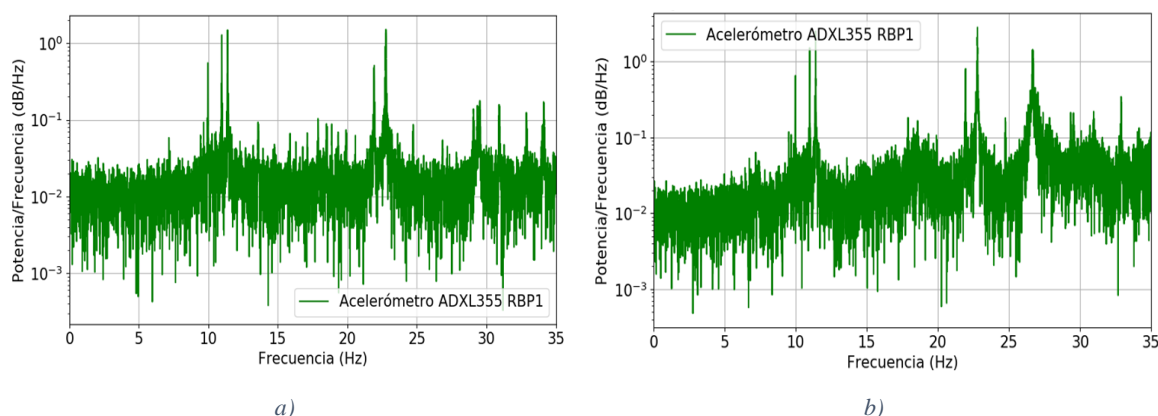
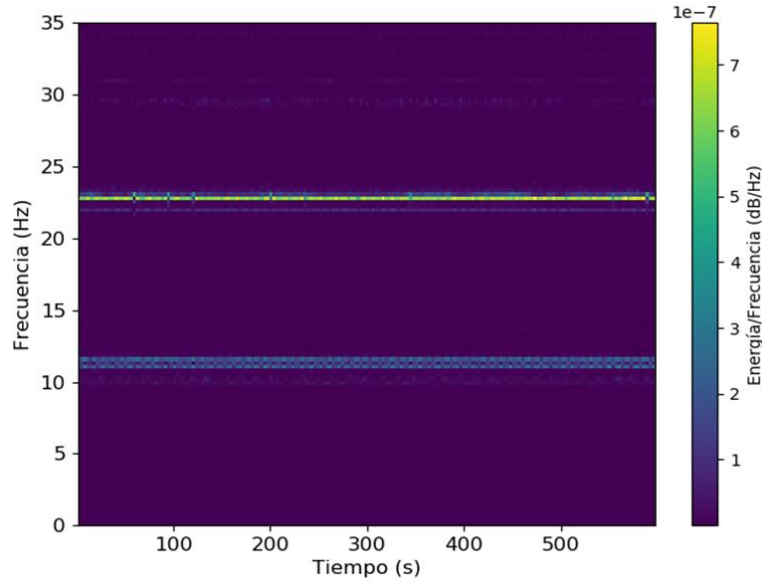


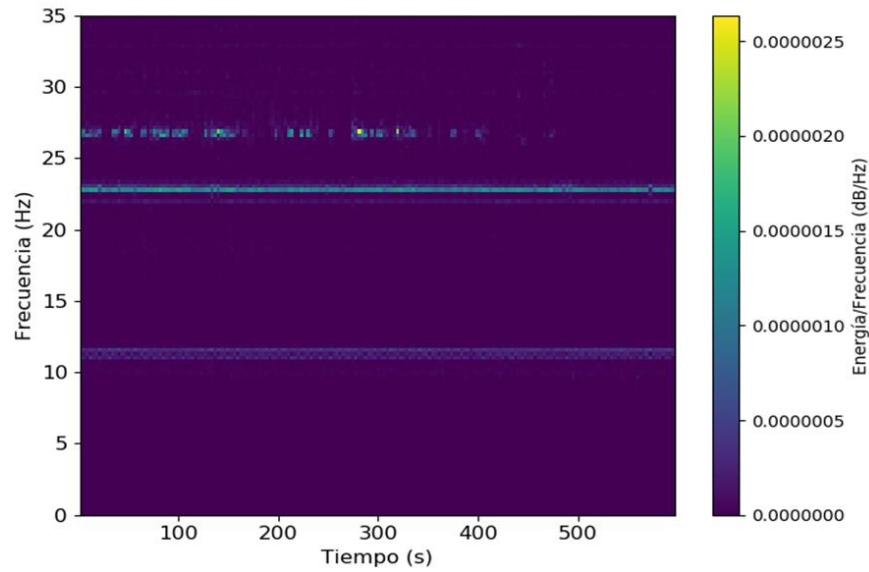
Figura 66. Espectros de densidad de potencia pertenecientes al vano 1-2: a) espectro de vibración ambiental y b) espectro de vibración forzada

El contenido frecuencial de la estructura puede identificarse a partir de la Figura 66a. La primera frecuencia predominante de la losa se encuentra entre 9.84 Hz y 11.5 Hz. Existe una segunda componente frecuencial importante que se ubica en el rango de 21.9 Hz a 22.7 Hz. En la Figura 66b, se evidencia particularmente la incidencia frecuencial del equipo de demolición sobre la estructura, además de las frecuencias asociadas a la losa-cubierta definidas anteriormente. La frecuencia de excitación asociada al demoledor Hilti en el espectro es igual a 26.8 Hz.

La variación frecuencial durante el ensayo de vibración ambiental y vibración forzada en el vano 1-2 se presenta en la Figura 67.



a)



b)

Figura 67. Comportamiento frecuencial del vano 1-2 durante los ensayos de vibración: a) espectrograma de vibración ambiental y b) espectrograma de vibración forzada

Se detectan de manera permanente los componentes frecuenciales de la losa-cubierta en el espectrograma de vibración ambiental (Figura 67a). Las frecuencias naturales de la losa-cubierta no logran ser alteradas durante el proceso de demolición de la viga check-in en dicho vano (Figura 67b). Asimismo, es posible apreciar la frecuencia de impacto del equipo de demolición (aproximadamente 27 Hz) y su intermitencia durante el ensayo de vibración forzada.

7.2.1.2. Vano 2-3

Los registros de aceleraciones de vibración ambiental pre- y post-demolición para el vano 2-3 se evidencian en la Figura 68.

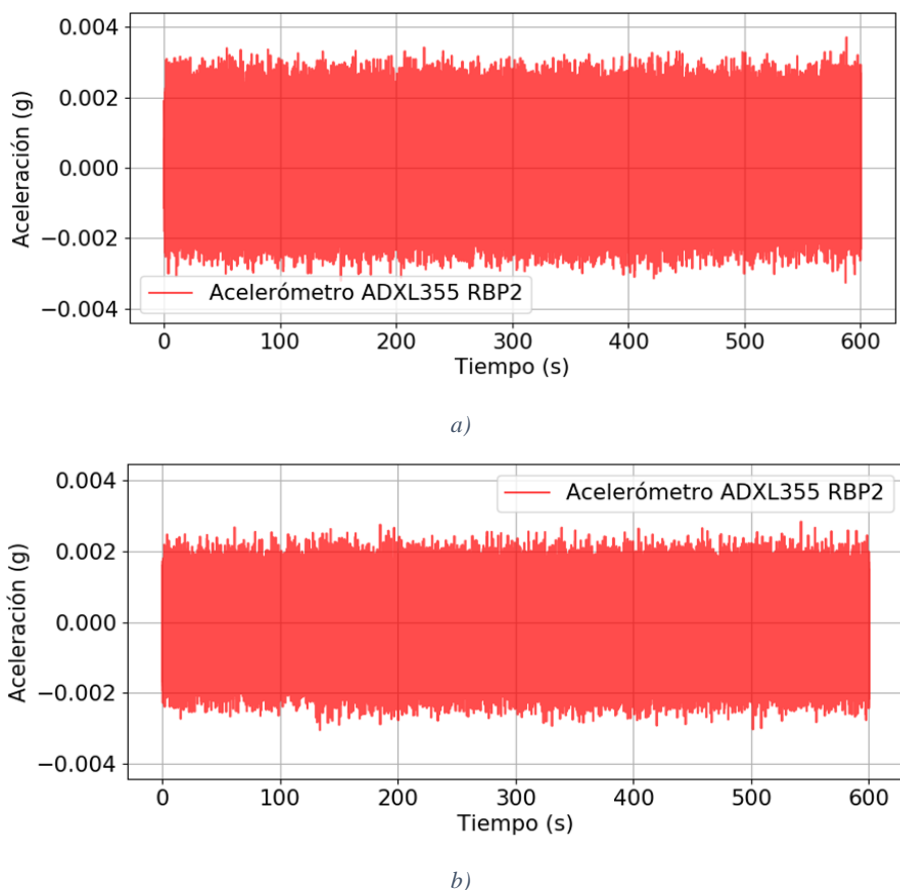


Figura 68. Señales de aceleraciones durante vibraciones sobre el vano 2-3: a) registro de vibración ambiental pre-demolición y b) registro de vibración ambiental post-demolición

La amplitud de las aceleraciones ambientales pre-demolición no supera el valor de 0.0037 g. La amplitud de los registros de aceleraciones ambientales una vez la demolición de la viga check-in se completó es menor a 0.0030 g. Esta leve variación de la amplitud de las vibraciones ambientales no tiene ningún tipo de implicación sobre la respuesta dinámica de la losa-cubierta y se atribuye posiblemente a las condiciones del sitio de medición tales como temperatura, humedad o presencia de dispositivos electrónicos cercanos.

El comportamiento dinámico de la losa puede identificarse a través de la respuesta estructural en el dominio frecuencial. Los espectros de densidad de potencia se calcularon para cada uno de los ensayos analizados anteriormente. La Figura 69 presenta la respuesta de la losa-cubierta en el dominio frecuencial.

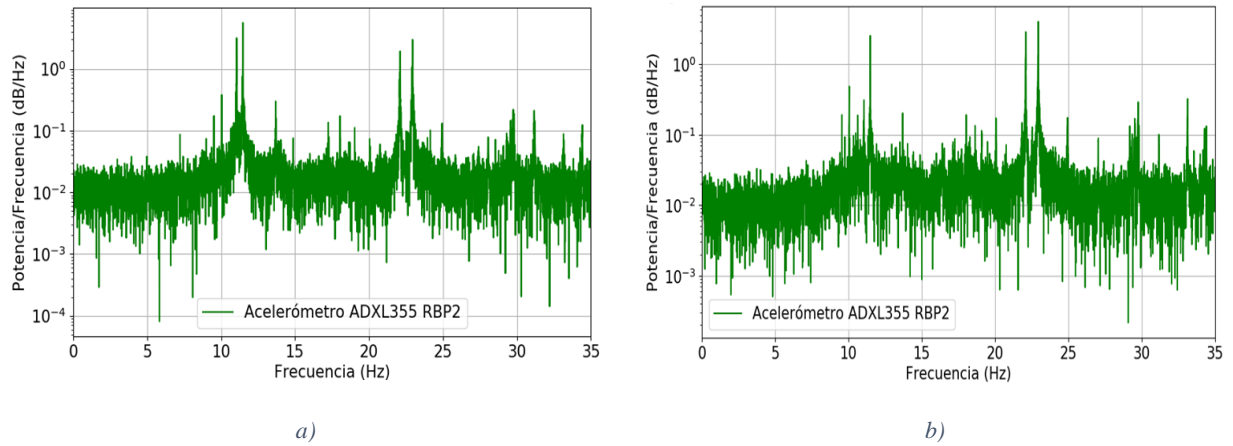
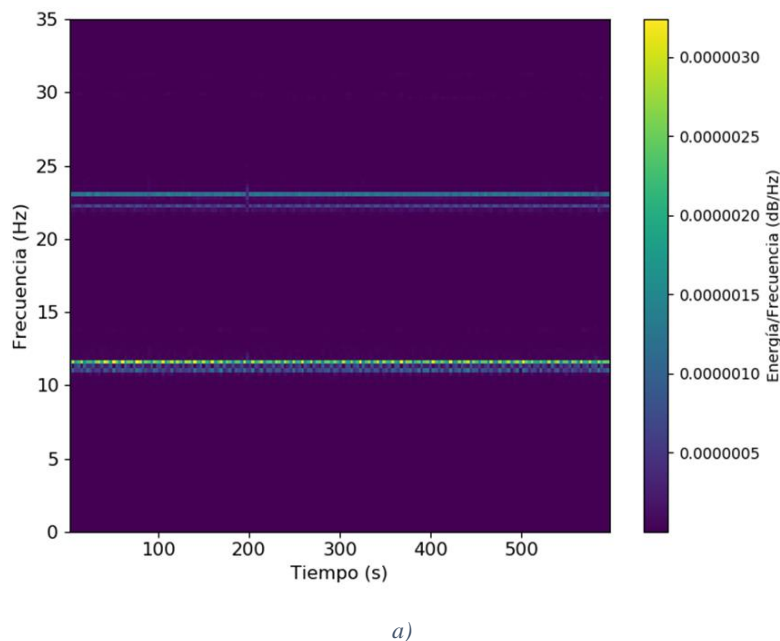
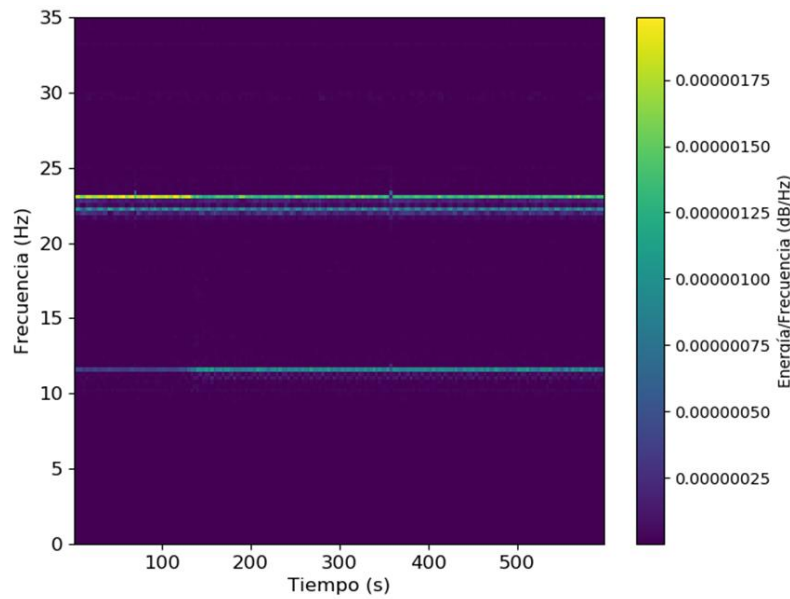


Figura 69. Espectros de densidad de potencia pertenecientes al vano 2-3: a) espectro de vibración ambiental pre-demolición y b) espectro de vibración ambiental post-demolición

El contenido frecuencial encontrado en el vano 2-3 es similar al encontrado en el vano 1-2. Para la Figura 69a, se identifica una frecuencia principal marcada entre 11.0 Hz y 11.5 Hz. Existe un segundo componente frecuencial importante asociado al rango comprendido entre 22.1 Hz y 23.0 Hz. Luego del proceso de demolición, se identifica una frecuencia principal marcada en 11.5 Hz aproximadamente y un segundo componente frecuencial ubicado entre 22.1 Hz y 23.0 Hz en la Figura 69b.

La variación frecuencial durante el ensayo de vibración ambiental pre- y post-demolición en el vano 2-3 se presenta en la Figura 70.





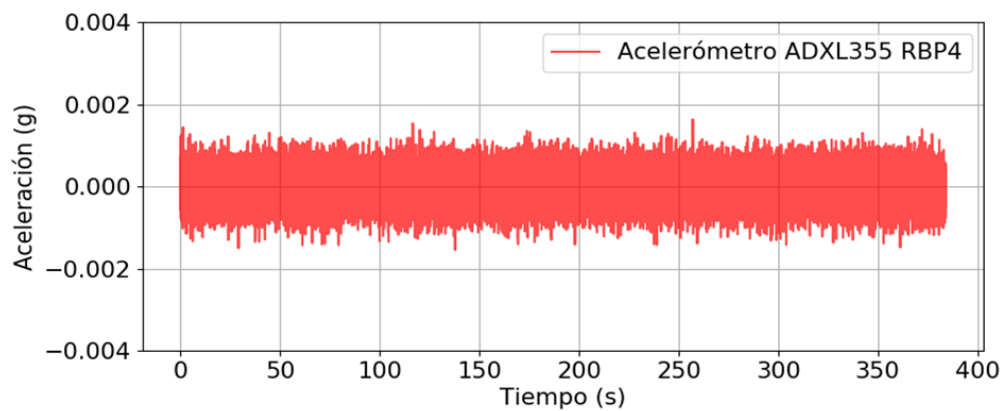
b)

Figura 70. Comportamiento frecuencial del vano 2-3 durante los ensayos de vibración: a) espectrograma de vibración ambiental pre-demolición y b) espectrograma de vibración ambiental post-demolición

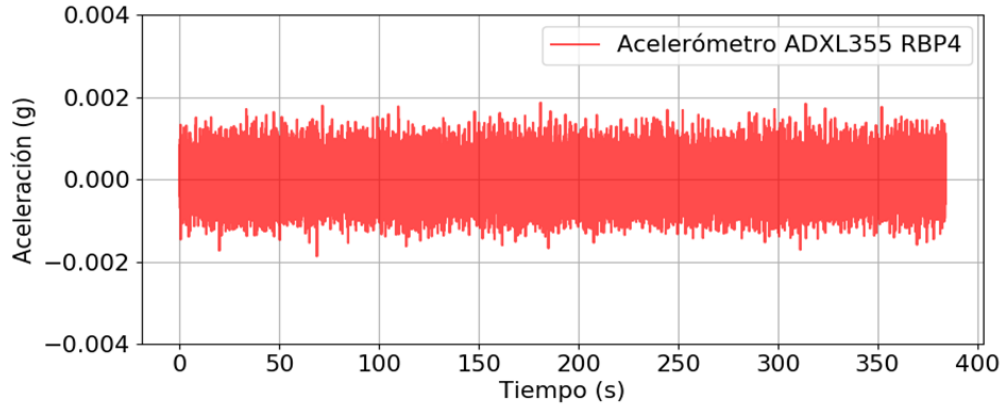
Las frecuencias de la losa-cubierta en el vano 2-3 no resultan alteradas una vez se cumple el proceso de demolición. Se aprecia un cambio poco significativo en la acumulación de energía para las frecuencias identificadas, sin embargo, no ocurre alteración de las propiedades dinámicas originales de la estructura en este vano.

7.2.1.3. Vano 3-4

Los registros de aceleraciones de vibración ambiental pre- y post-demolición para el vano 3-4 se muestran en la Figura 71.



a)

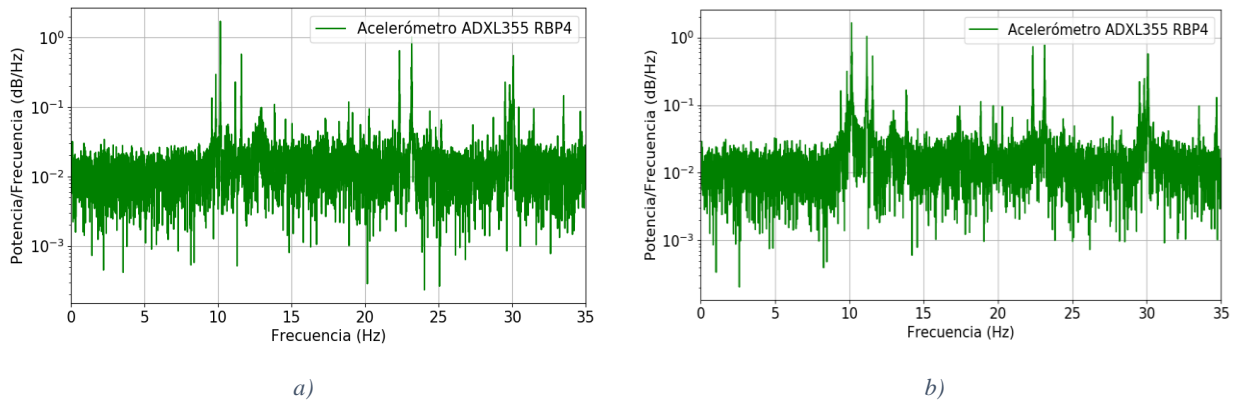


b)

Figura 71. Señales de aceleraciones durante vibraciones sobre el vano 3-4: a) registro de vibración ambiental pre-demolición y b) registro de vibración ambiental post-demolición

La amplitud de las aceleraciones ambientales pre- y post-demolición no supera el valor de 0.0020 g.

El comportamiento dinámico de la losa puede identificarse a través de la respuesta estructural en el dominio frecuencial. Los espectros de densidad de potencia se calcularon para cada uno de los ensayos analizados anteriormente. La Figura 72 presenta la respuesta de la losa-cubierta en el dominio frecuencial.



a)

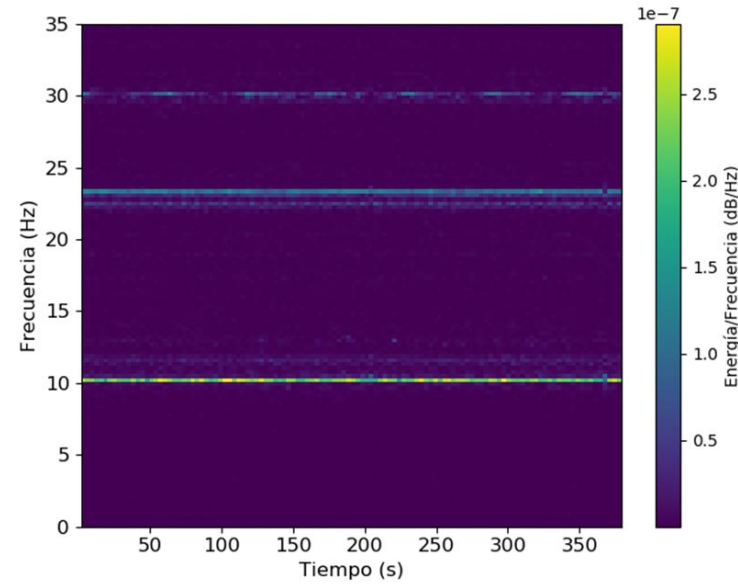
b)

Figura 72. Espectros de densidad de potencia pertenecientes al vano 3-4: a) espectro de vibración ambiental pre-demolición y b) espectro de vibración ambiental post-demolición

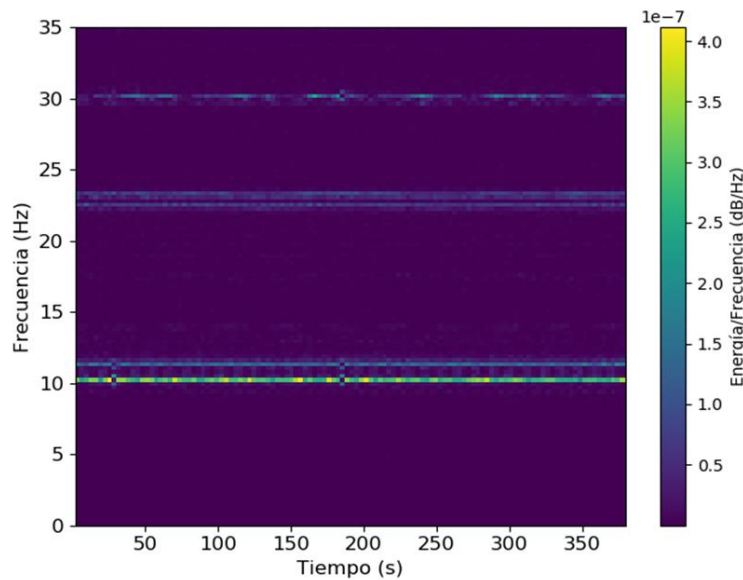
El contenido frecuencial encontrado en el vano 3-4 es similar al identificado en los vanos anteriores. Para la Figura 72a, se identifica una frecuencia principal marcada entre 10.0 Hz y 11.5 Hz. Existe un segundo componente frecuencial importante asociado al rango comprendido entre 22.3 Hz y 23.5 Hz. Luego del proceso de demolición en la Figura 72b, el primer componente frecuencial de la losa se encuentra entre 10.1 Hz y 11.2 Hz. Existe una

segunda frecuencia que se ubica en el rango comprendido entre 22.3 Hz y 23.2 Hz. De igual manera, se encuentra un componente frecuencial más alto en el orden de los 30 Hz, sin embargo, la energía de esta frecuencia puede estar asociada a un modo de vibración de menor importancia.

La variación frecuencial durante el ensayo de vibración ambiental pre- y post-demolición en el vano 3-4 se presenta en la Figura 73.



a)



b)

Figura 73. Comportamiento frecuencial del vano 3-4 durante los ensayos de vibración: a) espectrograma de vibración ambiental pre-demolición y b) espectrograma de vibración ambiental post-demolición

Se detectan en los espectrogramas de vibración ambiental los rangos de frecuencias predominantes de la losa-cubierta reportadas en los espectros de densidad de potencia del vano 3-4. Por lo tanto, no sucedió alteración de las propiedades dinámicas originales en este vano. Asimismo, se detecta levemente la frecuencia superior de 30 Hz aproximadamente mencionada con anterioridad.

La losa-cubierta cuenta con una frecuencia fundamental ubicada entre 9.84 Hz y 11.5 Hz y un segundo componente frecuencial importante detectado entre 21.9 Hz y 23.5 Hz, concordando de esta manera con el informe técnico presentado por Ortiz et al. (2018) que sugiere la frecuencia natural fundamental de esta losa estructural alrededor de los 10 Hz.

La frecuencia del equipo de demolición se identificó lejana a la frecuencia fundamental de la losa, por lo tanto, no existieron efectos de resonancia en el primer modo fundamental de la estructura. Se constató que las frecuencias naturales predominantes de la losa estructural no resultaron perturbadas posteriormente a los trabajos de demolición. Por lo tanto, la rigidez y las condiciones de borde o apoyos de la losa-cubierta se conservaron.

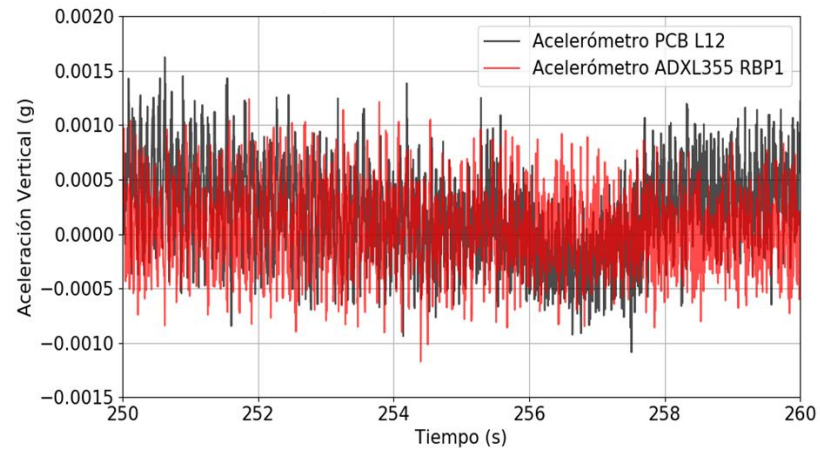
En cuanto a la conectividad inalámbrica y la estabilidad de conexión remota del sistema de medición de prueba durante el trabajo de campo, el sistema de instrumentación de bajo costo se mostró permanentemente conectado a la red de conexión inalámbrica y fue posible el acceso remoto de manera continua según la configuración experimental planteada y las condiciones ambientales del sitio.

7.2.2. Instrumentación puente ferroviario

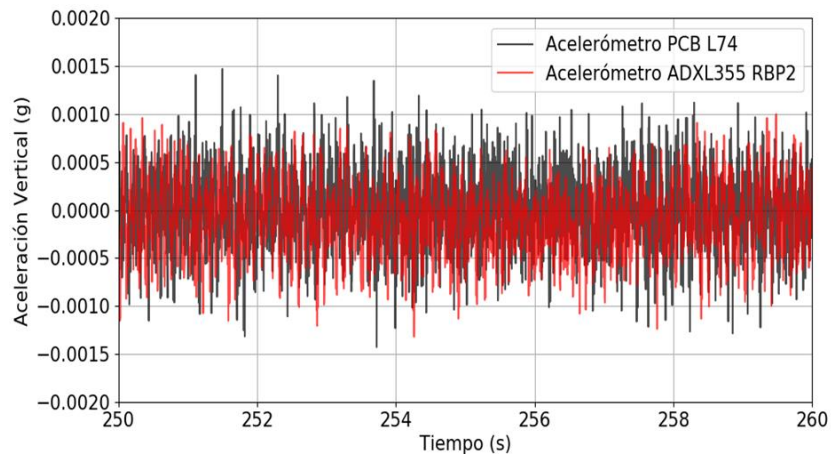
7.2.2.1. Identificación modal de las frecuencias naturales y las formas modales

Se adquirieron 17 registros de vibración ambiental con el fin de identificar las frecuencias naturales y las formas modales de la estructura vertical y transversalmente. A partir de estos ensayos, se realizó un post-procesamiento de la información y se escogieron las ventanas de tiempo que permitieron lograr una identificación modal y un criterio MAC confiables. Particularmente, en los registros tomados por el acelerómetro PCB L74 en el canal de medición 2, ocurrió una perturbación en la amplitud de la señal debido a la instalación del cableado y las terminales de conexión empleadas. Por lo tanto, se debió someter la señal a un filtro de Butterworth pasa altas para retirar el ruido proveniente de la transmisión de datos.

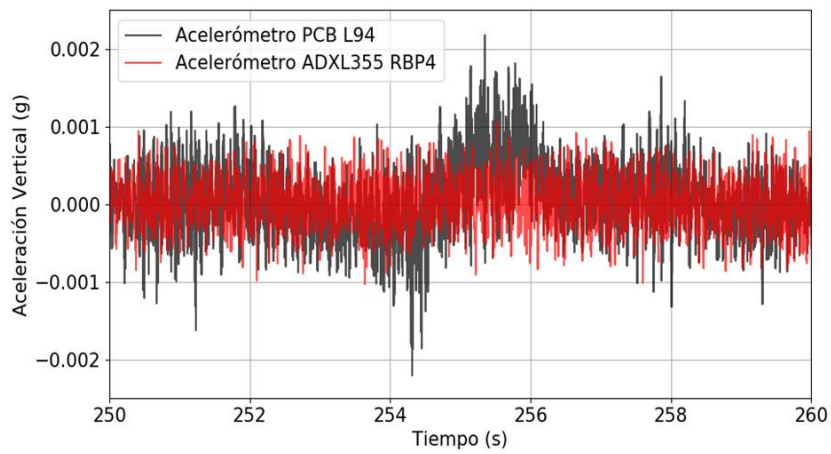
La Figura 74 presenta un conjunto de ventanas de tiempo pertenecientes a la respuesta de la estructura ante vibraciones ambientales verticales para ambos sistemas de medición.



a)



b)

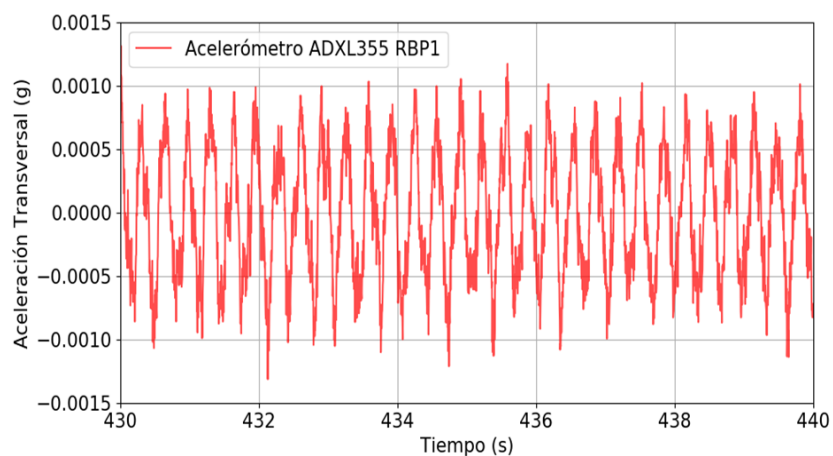


c)

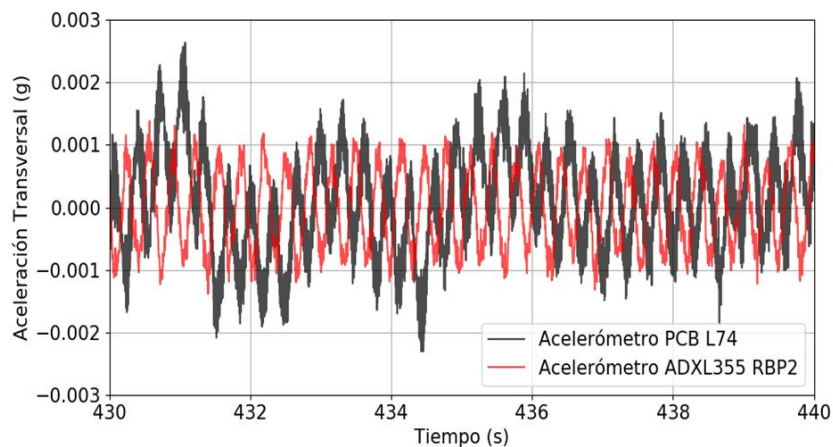
Figura 74. Señales de vibraciones ambientales verticales del puente ferroviario: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3

En el canal de medición 1, la amplitud ambiental vertical medida por el acelerómetro PCB L12 es menor a 0.0020 g, mientras que la amplitud ambiental vertical detectada por el acelerómetro ADXL355 RBP1 no supera el valor de 0.0015 g. Para los registros de vibración ambiental vertical en el canal de medición 2, la amplitud ambiental medida por el acelerómetro PCB L74 y por el acelerómetro ADXL355 RBP2 no supera el valor de 0.0015 g. Para los registros de vibración ambiental vertical en el canal de medición 3, la amplitud ambiental medida por el acelerómetro PCB L74 es menor a 0.0025 g aproximadamente, mientras que la amplitud ambiental detectada por el acelerómetro ADXL355 RBP2 no supera el valor de 0.0015 g.

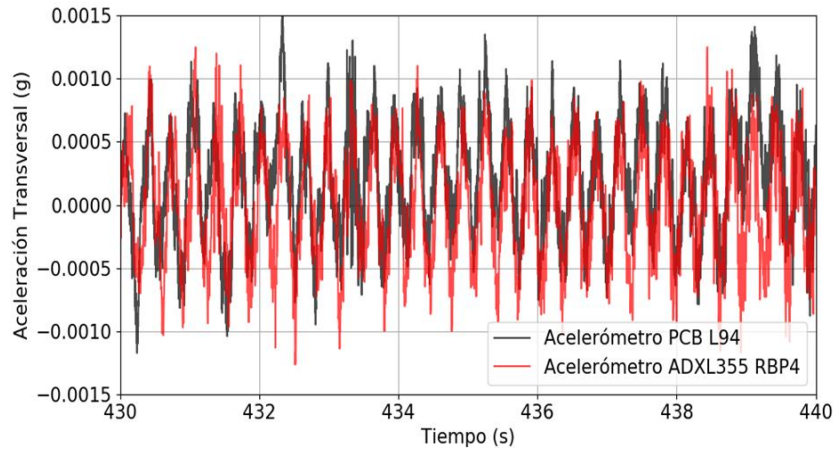
La Figura 75 presenta un conjunto de ventanas de tiempo pertenecientes a la respuesta de la estructura ante vibraciones ambientales transversales para ambos sistemas de medición.



a)



b)

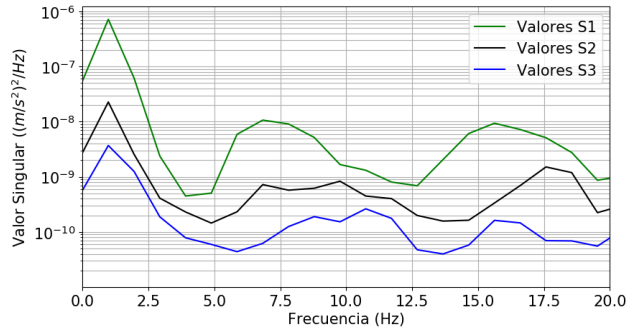


c)

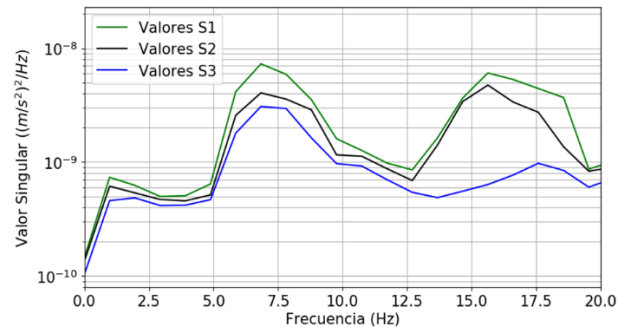
Figura 75. Señales de vibraciones ambientales transversales del puente ferroviario: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3

En el canal de medición 1, la amplitud ambiental transversal detectada por el acelerómetro ADXL355 RBP1 no supera el valor de 0.0015 g. Para los registros de vibración ambiental transversal en el canal de medición 2, la amplitud ambiental medida por el acelerómetro PCB L74 es menor a 0.0030 g, mientras que la amplitud ambiental detectada por el acelerómetro ADXL355 RBP2 no supera el valor de 0.0015 g. Para los registros de vibración ambiental transversal en el canal de medición 3, la amplitud ambiental detectada por el acelerómetro PCB L74 y por el acelerómetro ADXL355 RBP2 no supera el valor de 0.0015 g.

La respuesta dinámica de la estructura en el dominio frecuencial se define según los valores singulares pico de la línea frecuencial de valores S1 del espectro y el vector de forma modal asociado a cada valor singular pico. Las líneas frecuenciales de valores S2 y S3 pueden contener ruido o información de modos de vibración escondidos detrás del modo dominante en el ancho de banda y, por ende, no se consideran en el análisis (Obregón, 2011). Los espectros de valores singulares correspondientes a los registros de vibración ambiental vertical y transversal se muestran en la Figura 76 y Figura 77, respectivamente.



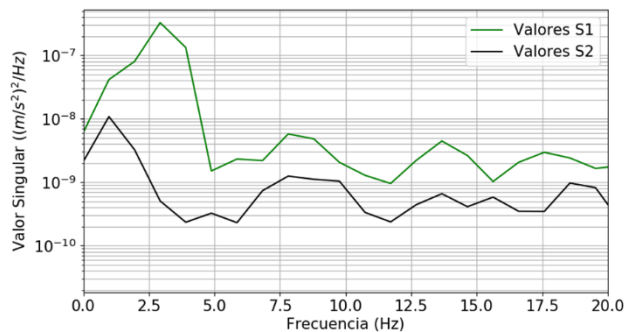
a)



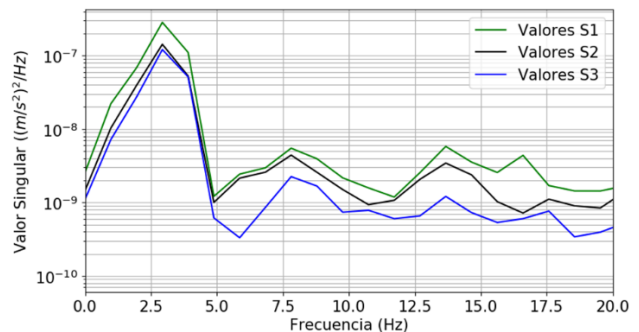
b)

Figura 76. Respuesta vertical de la estructura en el dominio frecuencial: a) espectro de valores singulares del sistema de medición de referencia y b) espectro de valores singulares del sistema de medición de prueba

El primer valor singular pico identificado en ambos sistemas de medición posee una frecuencia vertical igual a 0.98 Hz. Sin embargo, el vector de forma modal asociado a esta frecuencia es de carácter local y no representa adecuadamente la respuesta dinámica vertical del sistema. Posterior a este primer valor singular pico, se detectaron dos valores singulares pico cuyas frecuencias verticales asociadas equivalen a 6.83 Hz y 15.62 Hz. El vector de forma modal perteneciente a cada una de estas frecuencias representa significativamente la respuesta dinámica vertical del sistema. Por lo tanto, las frecuencias naturales de 6.83 Hz y 15.62 Hz se consideraron como el primer y el segundo modo de vibración vertical predominante de la estructura, respectivamente.



a)



b)

Figura 77. Respuesta transversal de la estructura en el dominio frecuencial: a) espectro de valores singulares del sistema de medición de referencia y b) espectro de valores singulares del sistema de medición de prueba

El primer y el tercer valor singular pico identificado en ambos sistemas de medición poseen una frecuencia transversal igual a 2.93 Hz y 13.67 Hz, respectivamente. El vector de forma modal asociado a cada una de estas frecuencias representa significativamente la respuesta

dinámica transversal del sistema. Por lo tanto, las frecuencias naturales de 2.93 Hz y 13.67 Hz se consideraron como el primer y segundo modo de vibración transversal predominante de la estructura, respectivamente. El segundo valor singular pico detectado tiene una frecuencia transversal de 7.81 Hz y su vector de forma modal era de carácter local, sesgando de esta manera la respuesta dinámica transversal del sistema. Finalmente, el cuarto valor singular pico cuenta con una frecuencia transversal igual a 17.58 Hz para el sistema de referencia y 16.60 Hz para el sistema de prueba. La discrepancia en cuanto a magnitud de frecuencia en ambos sistemas y la similitud del vector de forma modal con respecto al primer modo de vibración transversal predominante permitieron descartar esta frecuencia como un modo de vibración predominante adicional.

Los resultados de la identificación modal de las frecuencias naturales y las formas modales de la estructura vertical y transversalmente según los sistemas de medición se resumen en la Tabla 15 y Tabla 16, respectivamente.

Tabla 15. Resultados de la identificación modal vertical de la estructura mediante el método FDD

Modo de vibración vertical 1				
Canal de medición	Frecuencia f (Hz)		Coordenada modal Φ	
	Sistema Referencia	Sistema Prueba	Sistema Referencia	Sistema Prueba
Canal 1			0.751	0.379
Canal 2	6.83	6.83	1.000	1.000
Canal 3			0.660	0.084
Modo de vibración vertical 2				
Canal de medición	Frecuencia f (Hz)		Coordenada modal Φ	
	Sistema Referencia	Sistema Prueba	Sistema Referencia	Sistema Prueba
Canal 1			-0.963	-0.476
Canal 2	15.62	15.62	0.301	-0.022
Canal 3			1.000	1.000

Tabla 16. Resultados de la identificación modal transversal de la estructura mediante el método FDD

Modo de vibración transversal 1				
Canal de medición	Frecuencia f (Hz)		Coordenada modal Φ	
	Sistema Referencia	Sistema Prueba	Sistema Referencia	Sistema Prueba
Canal 1			0.644	0.602
Canal 2	2.93	2.93	1.000	0.882
Canal 3			0.644	1.000

Canal de medición	Modo de vibración transversal 2			
	Frecuencia f (Hz)		Coordenada modal Φ	
	Sistema Referencia	Sistema Prueba	Sistema Referencia	Sistema Prueba
Canal 1			-1.000	-0.844
Canal 2	13.67	13.67	0.216	0.201
Canal 3			1.000	1.000

Las frecuencias naturales detectadas por medio de la identificación modal para cada uno de los sistemas de medición son exactamente iguales. Por otro lado, las formas modales asociadas a los modos de vibración verticales y transversales predominantes de la estructura para cada sistema de medición se exponen en la Figura 78 y Figura 79, respectivamente.

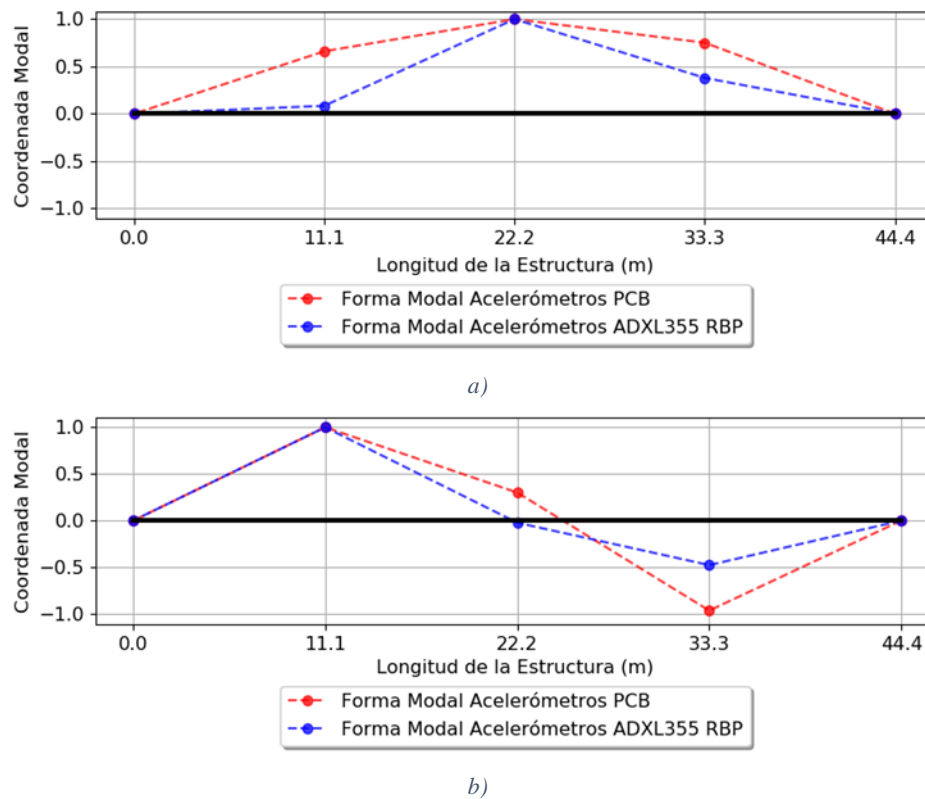
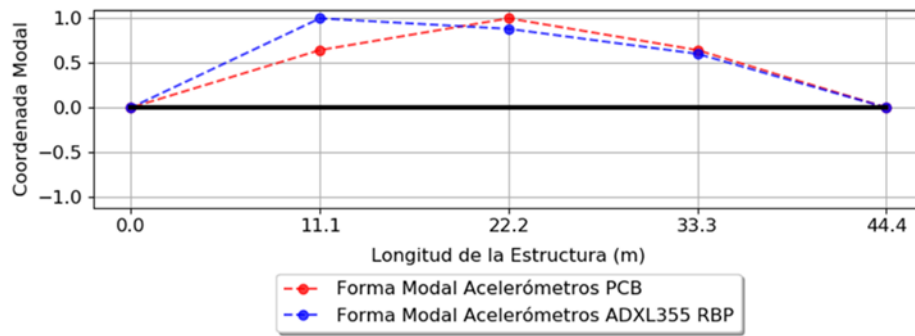
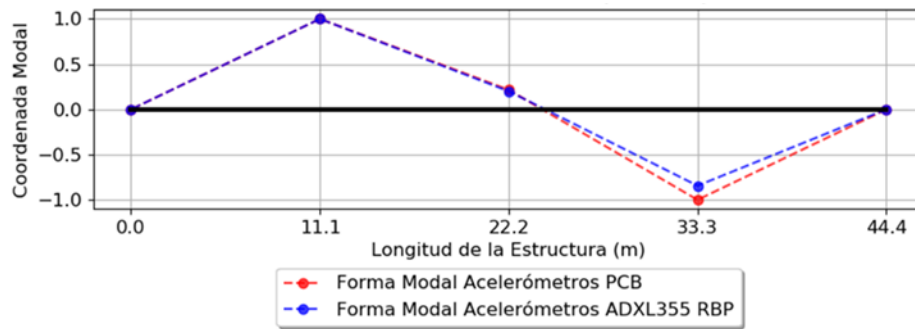


Figura 78. Formas modales verticales estimadas mediante los sistemas de instrumentación (vista de perfil de la estructura): a) forma modal vertical 1 (6.83 Hz) y b) forma modal vertical 2 (15.62 Hz)



a)



b)

Figura 79. Formas modales transversales estimadas mediante los sistemas de instrumentación (vista en planta de la estructura): a) forma modal transversal 1 (2.93 Hz) y b) forma modal transversal 2 (13.67 Hz)

Se presentan gráficamente los valores del criterio MAC para las formas modales verticales y transversales en la Figura 80. El modo de vibración objetivo representa la forma modal determinada por el sistema de referencia y el modo de vibración calculado hace referencia a la forma modal encontrada por el sistema de medición de prueba.

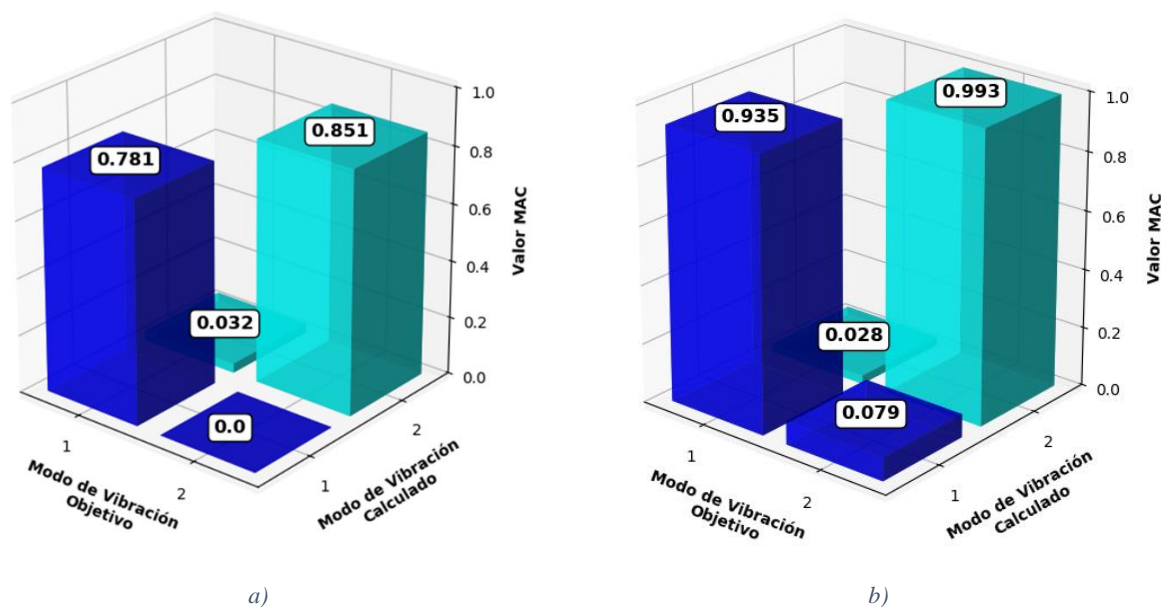


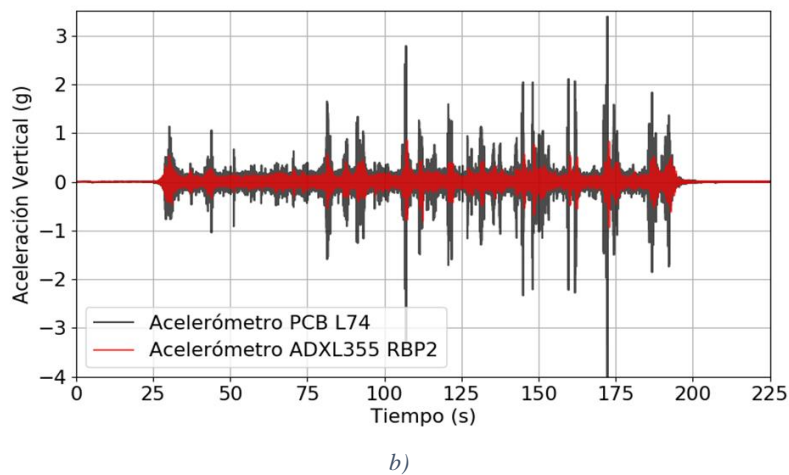
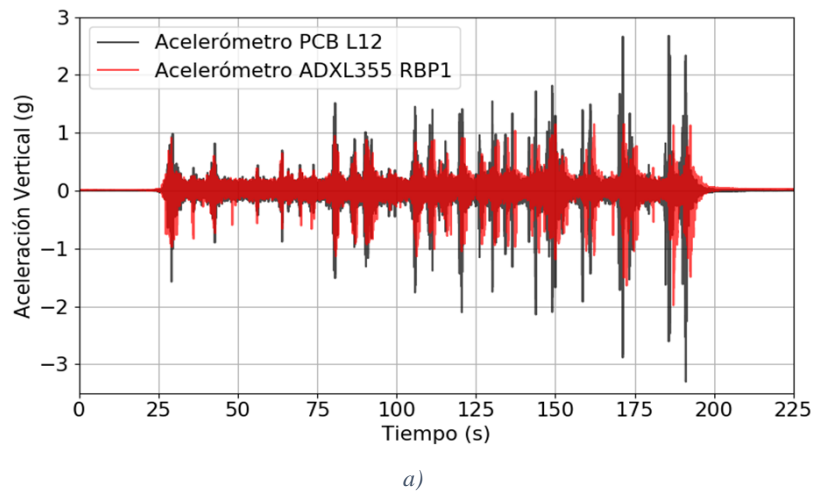
Figura 80. Criterio de comparación MAC entre las formas modales estimadas: a) valores MAC para los modos de vibración verticales y b) valores MAC para los modos de vibración transversales

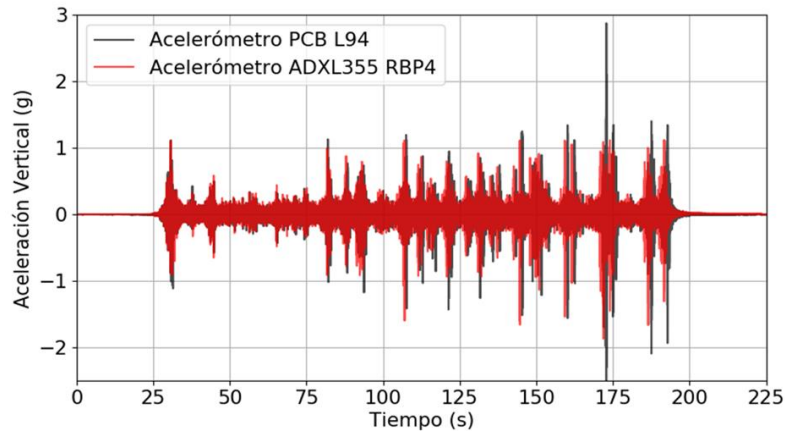
Los valores del criterio MAC de la diagonal principal para los modos de vibración verticales son relativamente cercanos a la unidad (Figura 80a). Por lo tanto, la correlación entre las formas modales estimadas para el modo de vibración vertical 1 se considera muy cerca al término aceptable y la correlación entre las formas modales estimadas para el modo de vibración vertical 2 se considera relativamente buena. Por otro lado, los valores del criterio MAC de la diagonal principal para los modos de vibración transversales son próximos a la unidad (Figura 80b). Por lo tanto, la correlación entre las formas modales estimadas para el modo de vibración transversal 1 y 2 es significativamente alta, teniendo en cuenta el criterio de aceptación MAC (0.80) definido por Rainieri & Fabbrocino (2014).

Considerando la baja correlación de las formas modales para los modos de vibración verticales de la estructura, se evidencia la repercusión de la asincronía de los datos registrados por el sistema de medición de prueba para validar esta propiedad dinámica. El método de sincronización del tiempo del sistema de medición de prueba, establecido en la sección 6.2.1.3, cuenta con una precisión baja teniendo en cuenta la precisión estándar de sincronización de tiempo (1 ms) sugerida por Mechitov et al. (2003) para registros extensos de tiempo sobre redes de sensores inalámbricas.

7.2.2.2. Caracterización del amortiguamiento

Se tomaron 16 registros de vibración forzada y de vibración libre de la estructura ante la excitación de los trenes de operación especificados en la Tabla 7, con el objetivo de caracterizar el amortiguamiento asociado al modo fundamental de la estructura de manera vertical y transversal por medio de la metodología del decremento logarítmico. No se determinó el amortiguamiento para los segundos modos de vibración predominantes debido a que la energía de deformación asociada es mucho menor y el proceso de filtrado altera la respuesta estructural significativamente en estos modos (Magalhães et al., 2010). La duración de cada uno de estos registros dependía de la cantidad de vagones del tren de operación y de su velocidad. Algunos de los registros de vibración forzada vertical y transversal se muestran en la Figura 81 y Figura 82, respectivamente.

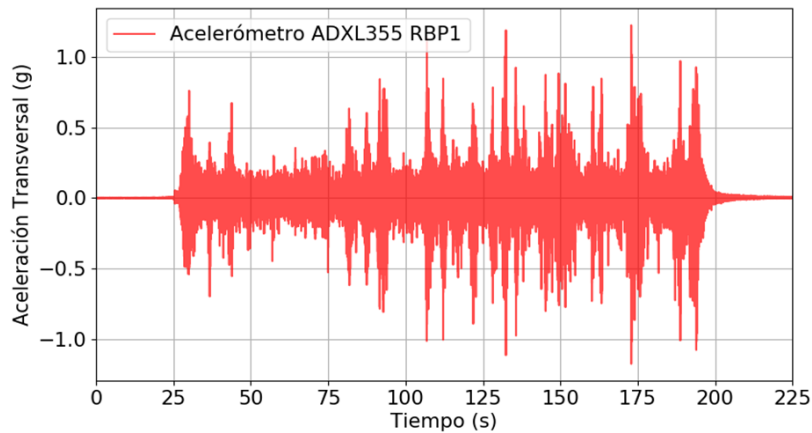




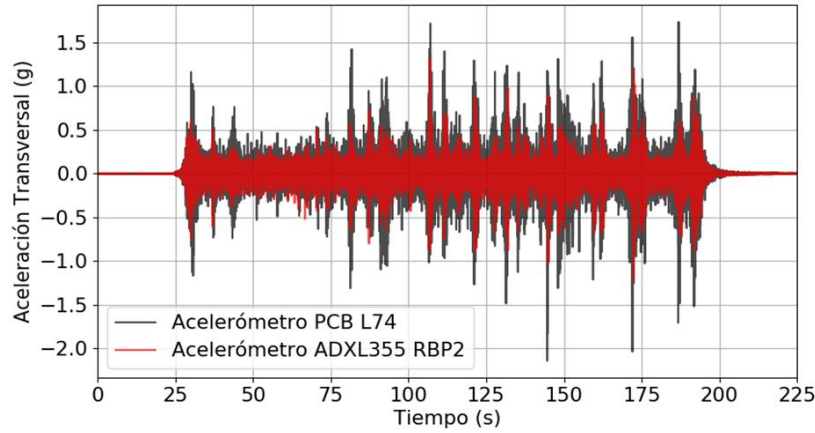
c)

Figura 81. Señales de vibración forzada vertical del ensayo Tren vacío 48 km/h Drummond: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3

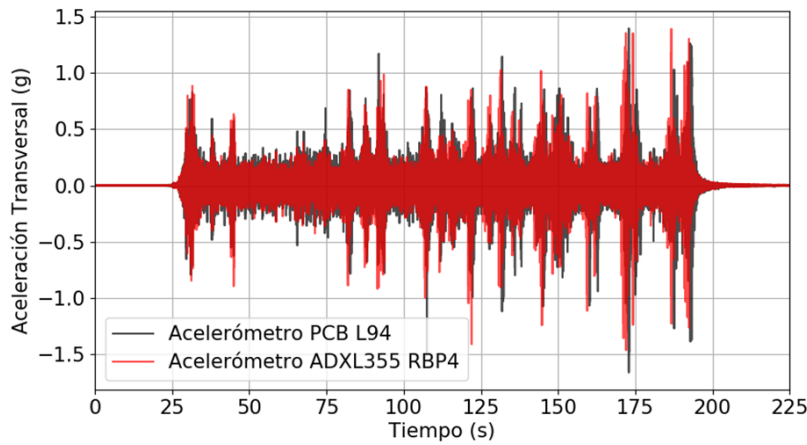
En el trabajo de preprocesamiento, se identificaron y descartaron aceleraciones verticales provenientes de componentes de ruido y datos superfluos en la señal del sistema de medición de referencia. La aceleración máxima detectada en la mitad de la estructura para el acelerómetro PCB L74 es igual a 1.26 g, mientras que la aceleración máxima registrada por el acelerómetro ADXL355 RBP2 se encuentra en el orden de 0.98 g.



a)



b)

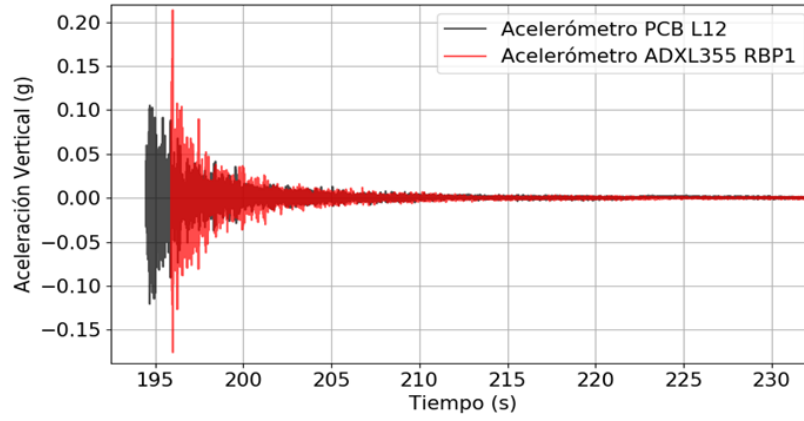


c)

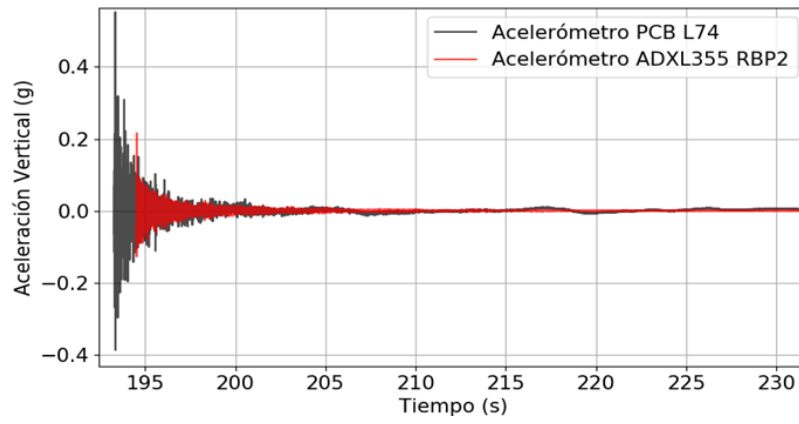
Figura 82. Señales de vibración forzada transversal del ensayo Tren vacío 48 km/h Drummond: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3

Para las vibraciones forzadas transversales, la aceleración máxima detectada en la mitad de la estructura por el acelerómetro PCB L74 fue igual a 1.65 g, mientras que la aceleración máxima registrada por el acelerómetro ADXL355 RBP2 se encuentra en el orden de 1.31 g.

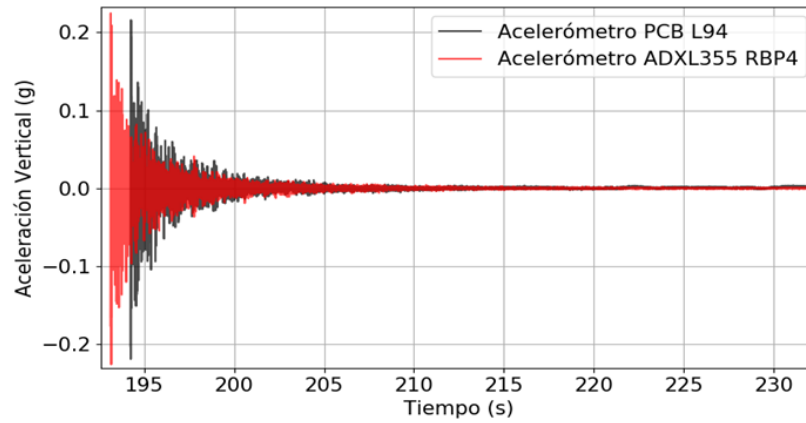
Se seleccionó la respuesta del sistema en vibración libre a partir del ensayo Tren vacío 48 km/h Drummond (verticalmente) y del ensayo Tren vacío 52 km/h CNR (transversalmente) debido a que el decaimiento de estas señales contaba con una mejor definición con respecto al resto de los ensayos tomados. Los registros de vibración libre vertical y transversal de la estructura se seleccionaron como ventanas tipo exponencial y tipo Hanning (A. Hasan et al., 2018), respectivamente. La Figura 83 y Figura 84 muestran la respuesta estructural en vibración libre del puente de manera vertical y transversal, respectivamente.



a)

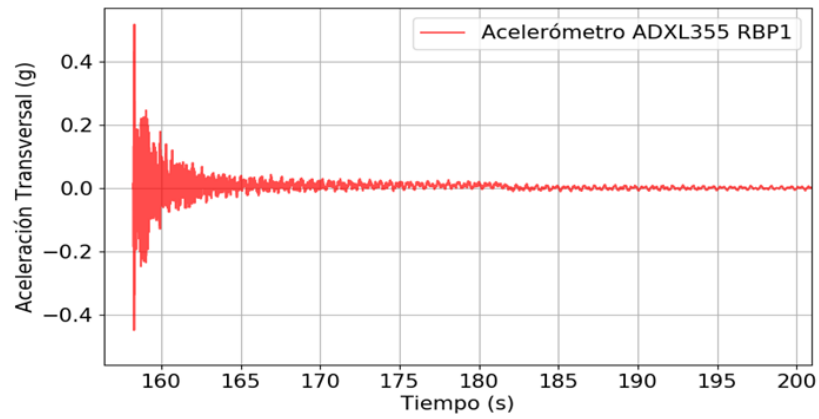


b)

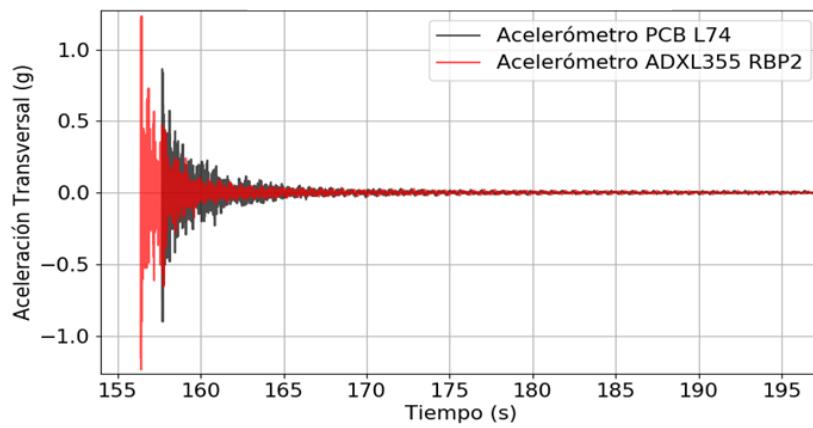


c)

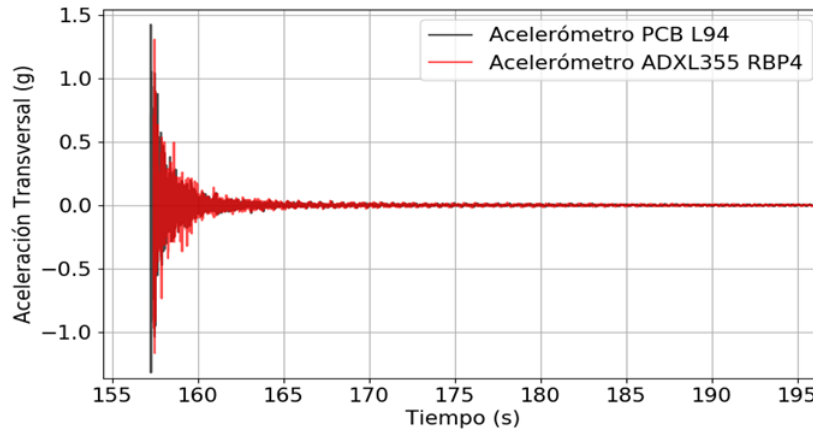
Figura 83. Señales de vibración libre vertical del ensayo Tren vacío 48 km/h Drummond: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3



a)



b)



c)

Figura 84. Señales de vibración libre transversal del ensayo Tren vacío 52 km/h CNR: a) registro del canal de medición 1, b) registro del canal de medición 2 y c) registro del canal de medición 3

A partir de la respuesta en vibración libre de la estructura para cada canal de medición según el sensor del sistema medición, se calculó el amortiguamiento a través del decremento logarítmico definido en la sección 5.2. Se presenta a continuación un cálculo tipo de la razón

de amortiguamiento de una de las parejas de aceleraciones pico asociada al modo de vibración vertical 1 y al modo de vibración transversal 1 según el canal de medición 2 a partir de los sistemas de instrumentación empleados. Se calculó el decremento logarítmico para cada pareja de aceleraciones pico distanciadas por 6 ciclos debido a que la disminución del movimiento se considera relativamente lenta (Chopra, 2014). Las señales de vibración libre filtradas para el resto de los canales de medición se encuentran en el Anexo 10.6.

Para el análisis del modo de vibración vertical 1, la Figura 85 presenta las aceleraciones pico representativas de la señal de vibración libre filtrada a partir del acelerómetro ADXL355 RBP2.

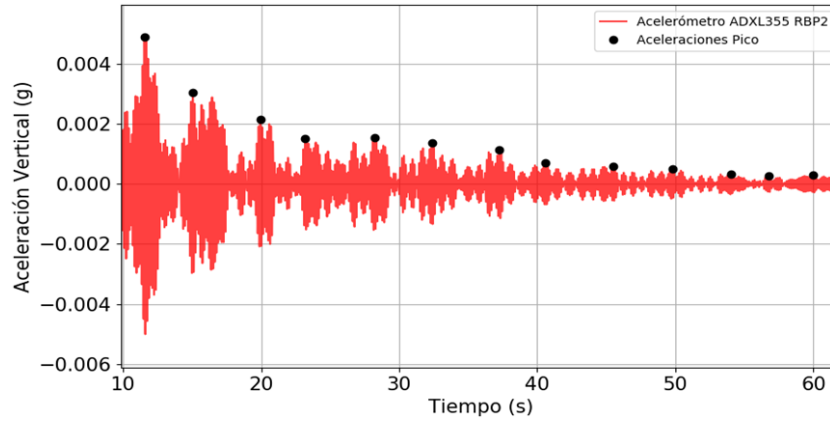


Figura 85. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro ADXL355 RBP2 para el modo de vibración vertical 1

$$\ln\left(\frac{0.004898}{0.001145}\right) = \frac{2\pi(6)\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (25)$$

$$\zeta = 0.03851 = 3.851 \% \quad (26)$$

La Figura 86 presenta las aceleraciones pico representativas de la señal de vibración libre filtrada a partir del acelerómetro PCB L74.

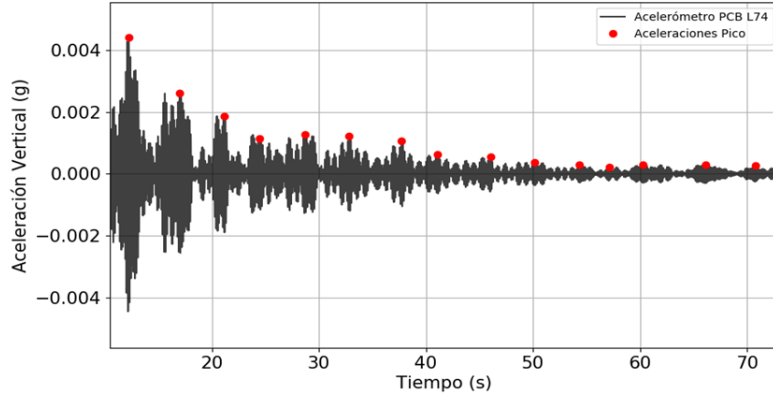


Figura 86. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro PCB L74 para el modo de vibración vertical 1

$$\ln\left(\frac{0.00442177}{0.00105458}\right) = \frac{2\pi(6)\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (27)$$

$$\zeta = 0.03799 = 3.799 \% \quad (28)$$

Para el análisis del modo de vibración transversal 1, la Figura 87 presenta las aceleraciones pico representativas de la señal de vibración libre filtrada a partir del acelerómetro ADXL355 RBP2.

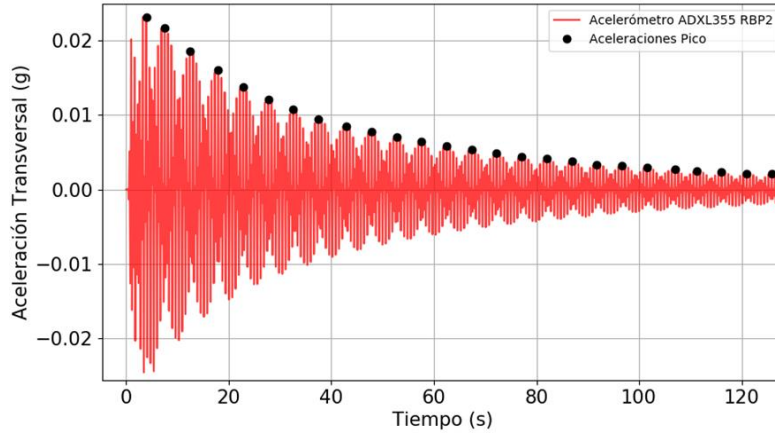


Figura 87. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro ADXL355 RBP2 para el modo de vibración transversal 1

$$\ln\left(\frac{0.02314}{0.1074}\right) = \frac{2\pi(6)\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (29)$$

$$\zeta = 0.2037 = 2.037 \% \quad (30)$$

La Figura 88 presenta las aceleraciones pico representativas de la señal de vibración libre filtrada a partir del acelerómetro PCB L74.

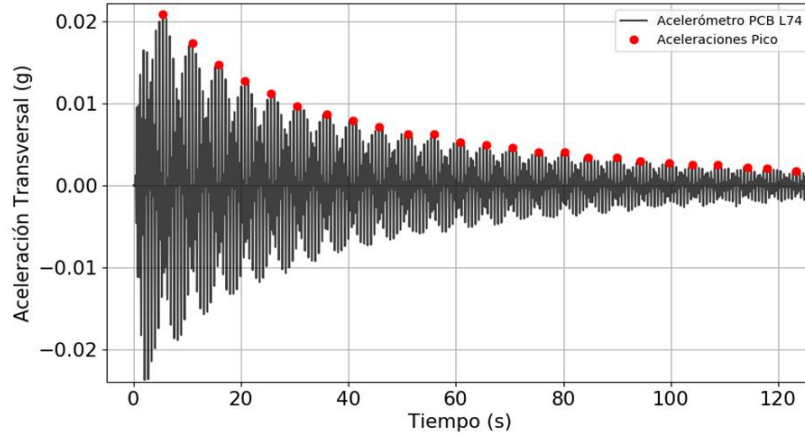
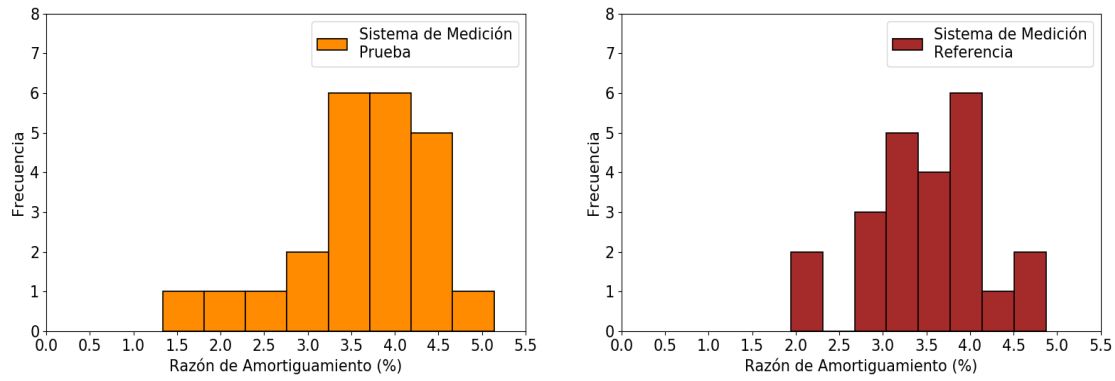


Figura 88. Aceleraciones pico representativas sobre la señal filtrada del acelerómetro PCB L74 para el modo de vibración transversal 1

$$\ln\left(\frac{0.02090}{0.008711}\right) = \frac{2\pi(6)\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (31)$$

$$\zeta = 0.02322 = 2.322 \% \quad (32)$$

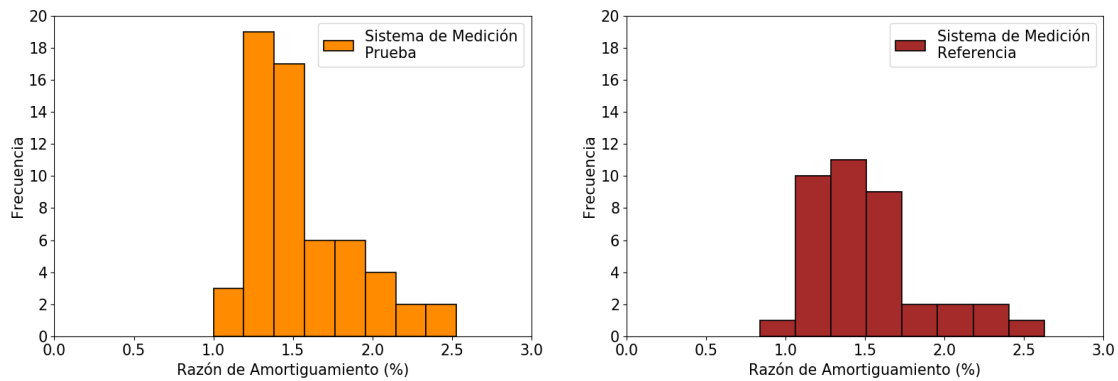
Una vez caracterizado el amortiguamiento de la misma manera a través del resto de canales de medición para ambos modos de vibración, se conformó un conjunto de resultados a partir de la información de los canales de medición correspondientes a cada uno de los sistemas de instrumentación empleados. La distribución del amortiguamiento calculado por medio de los sistemas de medición para cada uno de los modos de vibración vertical y transversal predominantes se presentan en la Figura 89 y Figura 90, respectivamente. Finalmente, los resultados de la caracterización del amortiguamiento para el modo de vibración vertical 1 y el modo de vibración transversal 1 se muestran en la Tabla 17.



a)

b)

Figura 89. Histogramas para los valores de la razón de amortiguamiento vertical: a) según el sistema de medición de prueba y b) según el sistema de medición de referencia



a)

b)

Figura 90. Histogramas para los valores de la razón de amortiguamiento transversal: a) según el sistema de medición de prueba y b) según el sistema de medición de referencia

Tabla 17. Resultados del amortiguamiento calculado a través del decremento logarítmico

Modo de vibración vertical 1			
Sistema referencia		Sistema prueba	
Razón de amortiguamiento ζ promedio (%)	Coefficiente de variación (%)	Razón de amortiguamiento ζ promedio (%)	Coefficiente de variación (%)
3.54	19.2	3.63	22.8
Modo de vibración transversal 1			
Sistema referencia		Sistema prueba	
Razón de amortiguamiento ζ promedio (%)	Coefficiente de variación (%)	Razón de amortiguamiento ζ promedio (%)	Coefficiente de variación (%)
1.553	21.1	1.514	24.4

La razón de amortiguamiento vertical promedio calculada a partir del sistema de medición de prueba posee un error relativo equivalente al 2.68 % con respecto al sistema de referencia. Por otra parte, la razón de amortiguamiento transversal promedio calculada a partir del sistema de medición de prueba cuenta con un error relativo igual a 2.51 % con respecto al sistema de referencia. La variación de la razón de amortiguamiento vertical y transversal promedio en ambos sistemas de medición se ubica dentro de un rango de variación adecuado, reportado por Magalhães, Cunha, Caetano & Brincker (2010) en sus estudios de vibración como un coeficiente de variación de valor hasta del 53.0 %.

Las frecuencias naturales de la estructura metálica se lograron identificar a partir del sistema de medición de prueba con un error relativo del 0.0 % con respecto al sistema de medición de referencia. Respecto a las formas modales detectadas por ambos sistemas de medición, la correlación de las formas modales verticales cuenta con un valor de 78.1 % y 85.1 % para el primer y segundo modo de vibración vertical, respectivamente. La correlación de las formas modales transversales cuenta con un valor de 93.5 % y 99.3 % para el primer y segundo modo de vibración transversal, respectivamente. La razón de amortiguamiento vertical y transversal promedio del sistema de medición de prueba se encontró con un error relativo igual a 2.68 % y 2.51 %, respectivamente, teniendo en cuenta el sistema de medición de referencia.

En cuanto a la conectividad inalámbrica y la estabilidad de conexión remota del sistema de medición de prueba durante el trabajo de campo, distancias mayores a 20 m aproximadamente entre un nodo de medición y la estación base impidieron lograr una conectividad inalámbrica y conexión remota continua. Para generar la conectividad inalámbrica y conexión remota de manera permanente sobre los nodos de medición ubicados en el canal 1 y 2, se trasladó eventualmente el enrutador de la red a un punto más cercano a los canales de medición en cuestión y se empleó un teléfono móvil para verificar el correcto funcionamiento del microprocesador y del acelerómetro en cada sitio.

La cercanía entre la línea de tránsito vehicular del puente ferroviario y los canales de medición conllevó a un escenario de afectación sobre uno de los acelerómetros de los nodos de medición del sistema de instrumentación de prueba, sobre el cual se encontraron rastros de un líquido proveniente del flujo de los trenes de operación.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La evolución tecnológica de los dispositivos electrónicos y el desarrollo de nuevas técnicas computacionales han impulsado la investigación sobre el monitoreo de salud estructural en las últimas décadas. Asimismo, el margen de implementación de los sistemas de instrumentación sobre estructuras se ha considerado cada vez más amplio e importante. Sin embargo, la alta inversión económica requerida por los sistemas de monitoreo de salud estructural tradicionales ha significado un obstáculo en el propósito de instrumentar, estudiar y preservar las estructuras durante su vida útil.

Este trabajo de grado contempló el desarrollo, la evaluación y la validación de un sistema de monitoreo de salud estructural inalámbrico de bajo costo por medio de ensayos de laboratorio y ensayos a escala natural. El procedimiento de análisis, los sistemas de monitoreo de salud estructural y la descripción de los ensayos experimentales permitieron caracterizar y validar, de manera determinística, las principales propiedades dinámicas a partir del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo sobre diferentes tipos de estructuras ensayadas.

El ensamblaje y la configuración del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo, logrados a partir de una red de sensores inalámbrica y una estación base, funcionaron como una metodología práctica y eficiente para realizar el proceso de instrumentación de la respuesta dinámica de cualquier tipo de sistema estructural.

De acuerdo a los resultados, para desplazamientos sinusoidales de amplitudes comprendidas entre 0.10 cm y 0.75 cm en un rango de frecuencias de excitación ubicado entre 0.5 Hz y 5.0 Hz, las aceleraciones máximas remuestreadas registradas por el sistema de medición de prueba presentan un error RMS comprendido entre 0.011 g y 0.032 g. De igual manera, las aceleraciones remuestreadas a partir del promedio de los 100 picos más altos registradas por el sistema de medición de prueba presentan un error RMS comprendido entre 0.0043 g y 0.017 g.

Respecto a la tendencia de las aceleraciones medidas, fue posible realizar un ajuste exponencial confiable (coeficiente de determinación R^2 mayor o igual a 0.900) sobre un conjunto de aceleraciones máximas registradas por el sistema de medición de bajo costo a

partir de un desplazamiento sinusoidal de amplitud mayor o igual a 0.25 cm para el rango de frecuencias de excitación definido anteriormente.

La rutina de adquisición de datos del sistema de medición inalámbrico logró registrar el comportamiento dinámico de estructuras en términos de aceleraciones, proporcionando así la información necesaria para el procesamiento y evaluación de las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales instrumentados en tiempo pseudo real. De igual manera, los algoritmos de caracterización dinámica elaborados determinaron las frecuencias naturales, las formas modales y las propiedades de amortiguamiento de diferentes estructuras empleando técnicas de identificación modal, análisis frecuencial y el decremento logarítmico.

El sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo permitió detectar de manera exacta, para vibraciones ambientales mayores o iguales a 0.0008 g aproximadamente, frecuencias naturales predominantes en los primeros 30 Hz del rango frecuencial sobre diferentes tipos de estructuras. En cuanto a la correlación de las formas modales con respecto al sistema de medición de referencia, se reportaron valores del criterio MAC ubicados entre 0.781 y 0.993. Con respecto a las propiedades de amortiguamiento calculadas a partir del sistema de medición de bajo costo, se encontraron razones de amortiguamiento comprendidas entre 1.514 % y 3.630 % teniendo en cuenta coeficientes de variación entre el 22.8 % y 36.8 %.

Además de caracterizar las propiedades dinámicas de estructuras a escala real a través del sistema de medición de bajo costo, fue posible evaluar la conectividad inalámbrica y la estabilidad de conexión remota del sistema. Los ensayos a escala natural, conformados por el monitoreo de la demolición de una viga estructural y la instrumentación de un puente ferroviario, permitieron identificar que la conectividad inalámbrica y la estabilidad de conexión remota del sistema de medición de prueba pueden lograrse de manera permanente para configuraciones experimentales que impliquen distancias menores a 20 m entre el nodo de medición y la estación base del sistema. Adicionalmente, la exposición de la red de sensores inalámbrica ante las condiciones ambientales y operacionales de cada sitio puede representar, de manera veraz, un escenario de falla para el funcionamiento del sistema.

Un fenómeno detectado en el sistema de monitoreo estructural de bajo costo se trató de la asincronía que mantienen las señales registradas por los nodos de medición, a pesar de ser sometidas a un proceso de sincronización con respecto a las señales de los sensores del sistema de monitoreo estructural de referencia en todos los ensayos comparativos. Esta disparidad ocurre debido a dos circunstancias puntuales: el método de sincronización del tiempo en la red inalámbrica y el código de adquisición de datos.

El método de sincronización del tiempo en la red inalámbrica del sistema de medición de bajo costo cuenta con una precisión establecida en 1 segundo. Teniendo en cuenta el alcance de esta consideración, la asincronía de los registros de aceleraciones genera incertidumbre al momento de asegurar, de manera significativamente alta, la correlación de todas las formas modales predominantes a través del criterio MAC sobre estructuras a escala real.

Como se comentó previamente, existen pérdidas de tiempo que ocurren durante el funcionamiento natural del código de adquisición de datos. A medida que el sensor realiza su proceso de operación, se acumula una pérdida de tiempo debido a un temporizador constante que se implementa a lo largo del código. La magnitud del retardo de tiempo, a pesar de contener un tiempo de espera definido, es incierta debido a que esta variable también depende de la duración del ensayo, la variación de la frecuencia de muestreo, el método de sincronización de los dispositivos y la comunicación entre microprocesador y acelerómetro.

Teniendo en cuenta los resultados y alcances logrados en esta investigación, es posible desarrollar trabajos de investigación complementarios y adicionales sobre el sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo propuesto. La implementación de una metodología de sincronización más precisa, la adaptabilidad del sistema de medición a un formato de monitoreo continuo, la evaluación del desempeño de la red de nodos de medición inalámbrica ante registros sísmicos, la implementación de técnicas de identificación de daño estructural basada en vibraciones y la actualización de modelos de elementos finitos, podrían considerarse como investigaciones complementarias que podrían contribuir a la ampliación del alcance del sistema de monitoreo de salud estructural de bajo costo.

La divulgación de esta investigación tiene como propósito incentivar la inversión e implementación de redes de instrumentación sólidas a lo largo del país, por medio de las cuales se logre fortalecer la seguridad de la infraestructura en las ciudades.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A. Hasan, M. D., Ahmad, Z. A. B., Salman Leong, M., & Hee, L. M. (2018). Enhanced frequency domain decomposition algorithm: A review of a recent development for unbiased damping ratio estimates. *Journal of Vibroengineering*, 20(5), 1919-1936. <https://doi.org/10.21595/jve.2018.19058>

Abdelgawad, A., & Yelamarthi, K. (2017). Internet of Things (IoT) Platform for Structure Health Monitoring. *Wireless Communications and Mobile Computing*, 2017, 1-10. <https://doi.org/10.1155/2017/6560797>

AIS. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR-10*.

Allied Electronics & Automation. (2020). *Raspberry Pi RASPBERRY PI 3 MODEL B+*. <https://en-co.alliedelec.com/product/raspberry-pi/raspberry-pi-3-model-b-/71131895/?src=raspberrypi>

Analog Devices. (2018a). *Data Sheet ADXL354/ADXL355*. Analog Devices.

Analog Devices. (2018b). *EVAL-ADXL356/EVAL-ADXL357 User Guide* (UG-1119, p. 6). Analog Devices.

Analog Devices. (2020). *EVAL-ADXL35X*. <https://www.analog.com/en/design-center/evaluation-hardware-and-software/evaluation-boards-kits/EVAL-ADXL35X.html#eb-overview>

Bar-Cohen, Y. (1999). *In-Service NDE of Aerospace Structures—Emerging Technologies and Challenges at the End of the 2nd Millennium*. 31.

Bar-Cohen, Y., Baumgartner, E., Backes, P., Sherrit, S., Bao, X., Leary, S., Kennedy, B., Mavroidis, C., Pfeiffer, C., Culbert, C., & Magruder, D. (1999). *Automation, Miniature Robotics and Sensors for Nondestructive Testing and Evaluation* (Topics on Nondestructive Evaluation).

Bischoff, R., Meyer, J., & Feltrin, G. (2008). Wireless Sensor Network Platforms. En C. Boller, F.-K. Chang, & Y. Fujino (Eds.), *Encyclopedia of Structural Health Monitoring*. John Wiley & Sons, Ltd. <https://doi.org/10.1002/9780470061626.shm085>

- Brincker, R., & Ventura, C. (2015). *Introduction to Operational Modal Analysis*. John Wiley & Sons, Ltd.
- Brincker, R., & Zhang, L. (2009). *Frequency Domain Decomposition Revisited*. 615-626.
- Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000). *Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition*. 625-630.
- Cao, J., & Liu, X. (2016). *Wireless Sensor Networks for Structural Health Monitoring*. Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-29034-8>
- Chen, H.-P., & Ni, Y.-Q. (2018). *Structural Health Monitoring of Large Civil Engineering Structures*. John Wiley & Sons, Ltd. <https://doi.org/10.1002/9781119166641>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (Cuarta Edición). Pearson.
- Comisu, C.-C., Taranu, N., Boaca, G., & Scutaru, M.-C. (2017). Structural health monitoring system of bridges. *Procedia Engineering*, 199, 2054-2059. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.472>
- Crepaldi, P. C., & Pimenta, T. C. (Eds.). (2017). Introductory Chapter: RFID: A Successful History. En *Radio Frequency Identification*. InTech. <https://doi.org/10.5772/intechopen.69602>
- Doebbling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B., & Shevitz, D. W. (1996). *Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review* (LA-13070-MS). Los Alamos National Laboratory.
- ElectronicWings. (2020). *Raspberry Pi I2C*. <https://www.electronicwings.com/raspberry-pi/raspberry-pi-i2c>
- Farrar, C. R., & Worden, K. (2007). An introduction to structural health monitoring. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 365(1851), 303-315. <https://doi.org/10.1098/rsta.2006.1928>

Fraser, M., Elgamal, A., He, X., & Conte, J. P. (2010). Sensor Network for Structural Health Monitoring of a Highway Bridge. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 24(1), 11-24. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.00000005](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.00000005)

Giammarini, M., Isidori, D., Pieralisi, M., Cristalli, C., Fioravanti, M., & Concettoni, E. (2016). Design of a low cost and high performance wireless sensor network for structural health monitoring. *Microsystem Technologies*, 22(7), 1845-1853. <https://doi.org/10.1007/s00542-016-2859-6>

Green, D., & Unruh, W. G. (2006). The failure of the Tacoma Bridge: A physical model. *American Journal of Physics*, 74(8), 706-716. <https://doi.org/10.1119/1.2201854>

Hartnagel, B. A., O'Connor, J., Yen, W., Clogston, P., & Çelebi, M. (2006). Planning and Implementation of a Seismic Monitoring System for the Bill Emerson Memorial Bridge in Cape Girardeau, MO. *Structures Congress 2006*, 1-8. [https://doi.org/10.1061/40889\(201\)168](https://doi.org/10.1061/40889(201)168)

He, J., & Fu, Z.-F. (2001). *Modal analysis*. Butterworth-Heinemann.

Hilti Corporation. (2013). *Manual martillo rompedor TE 1000-AVR/TE 1500-AVR*. Hilti Corporation.

HM Ingeniería. (2020). *INFORME SOBRE MONITOREO DE VIBRACIONES, COMPORTAMIENTO DINÁMICO Y ESTIMACIÓN DE DEFLEXIÓN DE PUENTE FÉRREO A LA ALTURA DE SEVILLA, MAGDALENA*.

International Commission On Large Dams. (2000). *AUTOMATED DAM MONITORING SYSTEMS*.

Kim, S., Pakzad, S., Culler, D., Demmel, J., Fenves, G., Glaser, S., & Turon, M. (2007). *Health Monitoring of Civil Infrastructures Using Wireless Sensor Networks*. 10.

Lichtenstein, A. G. (1993). The Silver Bridge Collapse Recounted. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 7(4), 249-261. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(1993\)7:4\(249\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(1993)7:4(249))

- Lynch, J. P., & Loh, K. J. (2006). A Summary Review of Wireless Sensors and Sensor Networks for Structural Health Monitoring. *The Shock and Vibration Digest*, 38(2), 91-128. <https://doi.org/10.1177/0583102406061499>
- Magalhães, F., Cunha, Á., Caetano, E., & Brincker, R. (2010). Damping estimation using free decays and ambient vibration tests. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 24(5), 1274-1290. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2009.02.011>
- Mechitov, K., Kim, W., Agha, G., & Nagayama, T. (2003). *High-Frequency Distributed Sensing for Structure Monitoring*. 6.
- Mills, D. L. (1991). Internet Time Synchronization: The Network Time Protocol. *IEEE Transactions on Communications*, 39(10), 1482-1493.
- Moreu, F., Li, X., Li, S., & Zhang, D. (2018). Technical Specifications of Structural Health Monitoring for Highway Bridges: New Chinese Structural Health Monitoring Code. *Frontiers in Built Environment*, 4, 10. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2018.00010>
- Morgenthal, G., & Höpfner, H. (2012). The application of smartphones to measuring transient structural displacements. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2(3-4), 149-161. <https://doi.org/10.1007/s13349-012-0025-0>
- Mufti, A. A. (2002). Structural Health Monitoring of Innovative Canadian Civil Engineering Structures. *Structural Health Monitoring: An International Journal*, 1(1), 89-103. <https://doi.org/10.1177/147592170200100106>
- Muro, H. (2012). History and Recent Progress of MEMS Physical Sensors. *Advances in Science and Technology*, 81, 1-8. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AST.81.1>
- National Instruments. (2015). *NI 9234 Datasheet* (p. 14).
- National Transportation Safety Board. (2008). *Collapse of I-35W Highway Bridge Minneapolis, Minnesota August 1, 2007* (p. 178). National Transportation Safety Board.
- Ni, Y. Q., Xia, H. W., & Ko, J. M. (2008). STRUCTURAL PERFORMANCE EVALUATION OF TSING MA BRIDGE DECK USING LONG-TERM MONITORING

DATA. *Modern Physics Letters B*, 22(11), 875-880.
<https://doi.org/10.1142/S021798490801553X>

Nikhade, S. G. (2015). Wireless sensor network system using Raspberry Pi and zigbee for environmental monitoring applications. *2015 International Conference on Smart Technologies and Management for Computing, Communication, Controls, Energy and Materials (ICSTM)*, 376-381. <https://doi.org/10.1109/ICSTM.2015.7225445>

Noyce, R., & Hoff, M. (1981). A History of Microprocessor Development at Intel. *IEEE Micro*, 1(1), 8-21. <https://doi.org/10.1109/MM.1981.290812>

Nunez, T. R., Boroschek, R. L., & Larrain, A. (2013). Validation of a Construction Process Using a Structural Health Monitoring Network. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 27(3), 270-282. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000293](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000293)

Obregón, C. (2011). *Implementación y validación del método mejorado de descomposición en el dominio de la frecuencia (EFDD) para la identificación de los parámetros modales de estructuras genéricas utilizando ruido ambiente. Estudio del rango de aplicabilidad en función del modelo estructural y las condiciones de uso*. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.

Ortiz, A. R., Franco, J. M., Hurtado, T., Caballero, D. E., & Pineda, E. (2020). *CARACTERIZACIÓN DE LAS VIBRACIONES Y DEFLEXIONES PRODUCIDAS POR LA DEMOLICIÓN DE VIGA CHECK-IN EN AEROPUERTO ERNESTO CORTISSOZ DE BARRANQUILLA* (p. 14). Grupo Aeroportuario del Caribe SAS.

Ortiz, A. R., Hurtado, T., Canchila, C., Álvarez, A., Acosta, K., Duarte, A., & Herazo, M. (2018). *CARACTERIZACIÓN DE LAS VIBRACIONES PRODUCIDAS POR LA DEMOLICIÓN DE PLATAFORMA DE ACCESO VEHICULAR AL AEROPUERTO ERNESTO CORTISSOZ DE BARRANQUILLA* (p. 15).

Pastor, M., Binda, M., & Harčarik, T. (2012). Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering*, 48, 543-548. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2012.09.551>

Paz, M., & Kim, Y. H. (2019). *Structural Dynamics: Theory and Computation*. Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-94743-3>

PCB Piezotronics. (2002a). *Installation and Operating Manual Model 356B18*. PCB Piezotronics.

PCB Piezotronics. (2002b). *Installing and Operational Manual Model 333B50*. PCB Piezotronics.

PCB Piezotronics. (2020). *Introduction to MEMS Accelerometers*. <https://www.pcb.com/resources/technical-information/mems-accelerometers>

Pioldi, F., Ferrari, R., & Rizzi, E. (2014). *A refined FDD algorithm for Operational Modal Analysis of buildings under earthquake loading*. 18.

Prime Faraday Partnership. (2002). *An Introduction to MEMS*. Prime Faraday Partnership. <https://books.google.com.co/books?id=AJ7hAAAACAAJ>

Quanser. (2019). *Shake Table II Datasheet*. Quanser Inc.

Rainieri, C., & Fabbrocino, G. (2014). *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*. Springer New York. <https://doi.org/10.1007/978-1-4939-0767-0>

Raspberry Pi Foundation. (2018). *Raspberry Pi 3 Model B+*. Raspberry Pi Foundation.

RealVNC. (2016). *Conexión directa o a través de la nube con VNC Connect*. RealVNC.

Rengifo, J., & Rincón, J. (2017). *DESARROLLO DE UNA APLICACIÓN EMBEBIDA EN TELÉFONOS MÓVILES INTELIGENTES PARA IDENTIFICACIÓN MODAL DE ESTRUCTURAS FLEXIBLES*. Universidad del Valle.

Rice, J. A., & Spencer, B. F. (2009). *Flexible Smart Sensor Framework for Autonomous Full-scale Structural Health Monitoring*. The Newmark Structural Engineering Laboratory.

Russell, R. D. (1972). The omega project: A case history in the design and implementation of an on-line data acquisition system. *CERN Computing and Data-Processing School*, 275-340. <https://doi.org/10.5170/CERN-1972-021>

Science Smith. (2020). *Tutorial: Programming the GPIO*. http://www.science.smith.edu/dftwiki/index.php/Tutorial:_Programming_the_GPIO

Seña, L. (2014). *REDISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN PUENTES ATIRANTADOS POR CAMBIOS DE TENSIONES EN LOS CABLES. CASO PUENTE GILBERTO ECHEVERRI, 4 SUR*. Universidad EIA.

Shinae, J., Jo, H., Cho, S., Mechitov, K., Rice, J. A., Sim, S.-H., Jung, H.-J., Yun, C.-B., Spencer, B. F., & Agha, G. (2010). Structural health monitoring of a cable-stayed bridge using smart sensor technology: Deployment and evaluation. *Smart Structures and Systems*, 6(5_6), 439-459. https://doi.org/10.12989/SSS.2010.6.5_6.439

Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. M., Shunk, D. D., Stinemates, D. W., Nadler, B. R., & Czarnecki, J. J. (2004). *A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001* (LA-13976-MS). Los Alamos National Laboratory.

Spencer, B. F., Park, J.-W., Mechitov, K. A., Jo, H., & Agha, G. (2017). Next Generation Wireless Smart Sensors Toward Sustainable Civil Infrastructure. *Procedia Engineering*, 171, 5-13. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.304>

Straser, E. G., Kiremidjian, A. S., Meng, T. H., & Redlefsen, L. (1998). *A Modular, Wireless Network Platform for Monitoring Structures*. 450-456.

The MathWorks. (2020). *Data Acquisition Toolbox*. <https://la.mathworks.com/products/data-acquisition.html#digital-signals>

Tischer, H., Thomson, P., & Marulanda, J. (2007). Comparación de tres transformadas para distribuciones tiempo-frecuencia por medio de su aplicación a registros de vibraciones ambientales. *Ingeniería y Competitividad*, 2, 13.

Walter, P. L. (2007). The History of the Accelerometer. *Sound & Vibration*, 9.

Xsens. (2020). *Accelerometers*. <https://www.xsens.com/accelerometers>

Yoytec Computer S.A. (2020). *Nexxt Router Nebula 300—300Mbps 802.11n/b/g compatible, WEP, WPA, WPA2, 1 + 4-puertos 10/100Mbps, 2 Antenas 5dBi*.

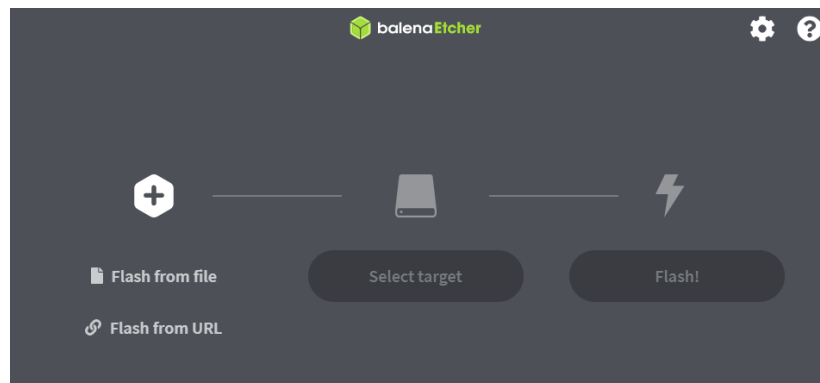
Yuen, K.-V., Au, S. K., & Beck, J. L. (2004). Two-Stage Structural Health Monitoring Approach for Phase I Benchmark Studies. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(1), 16-33. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2004\)130:1\(16\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:1(16))

Zonta, D., Wu, H., Pozzi, M., Zanon, P., Ceriotti, M., Mottola, L., Picco, G. P., Murphy, A. L., Guna, S., & Corra, M. (2010). Wireless sensor networks for permanent health monitoring of historic buildings. *Smart Structures and Systems*, 6(5-6), 595-618.
https://doi.org/10.12989/SSS.2010.6.5_6.595

10. ANEXOS

10.1. Guía de instalación y configuración del dispositivo Raspberry Pi 3B+

Ubuntu MATE ofrece una sección en su página web sobre las características del sistema operativo gratuito Ubuntu MATE 18.04 Beta 1 que dispone para dispositivos Raspberry Pi (<https://ubuntu-mate.org/blog/ubuntu-mate-bionic-beta1-raspberry-pi/>). El archivo de instalación del sistema operativo utilizado se encuentra en la dirección <https://ubuntu-mate.org/download/all/> debido a que se trata de una versión del sistema operativo Ubuntu más antigua. El nombre del archivo del sistema operativo instalado es *ubuntu-mate-18.04.2-beta1-desktop-arm64+raspi3-ext4.img.xz*. Para poder ejecutar este archivo posteriormente, es necesario utilizar el programa balenaEtcher para escribir el archivo sobre la unidad de almacenamiento que se desea usar para el funcionamiento del Raspberry Pi. En la dirección <https://www.balena.io/etcher/>, se selecciona el procesador del sistema operativo de la computadora desde la cual se está realizando el proceso de descarga del sistema operativo del Raspberry Pi y luego se descarga el instalador del programa balenaEtcher.

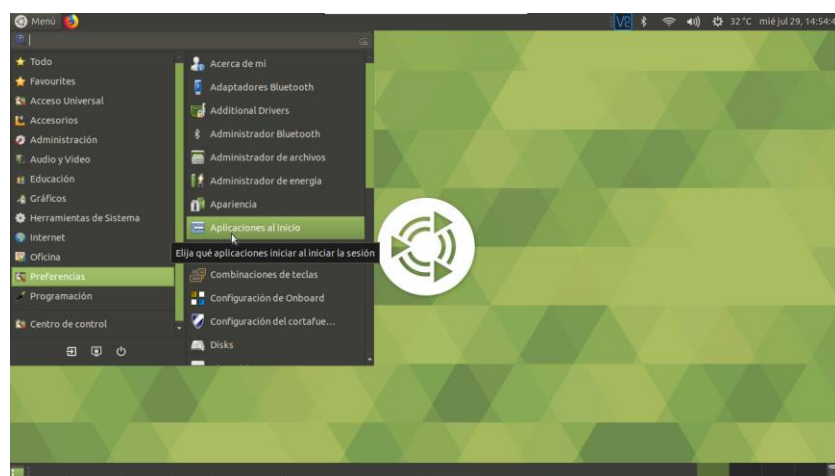


Inicialmente se debe ingresar el archivo del sistema operativo Ubuntu en el primer ícono (ícono izquierdo) de la interfaz del programa balenaEtcher. Más tarde, se debe seleccionar la unidad de almacenamiento (ícono central) donde se desea escribir el archivo y, finalmente, se hace clic sobre el botón inferior *Flash!* ubicado en el tercer ícono (ícono derecho).

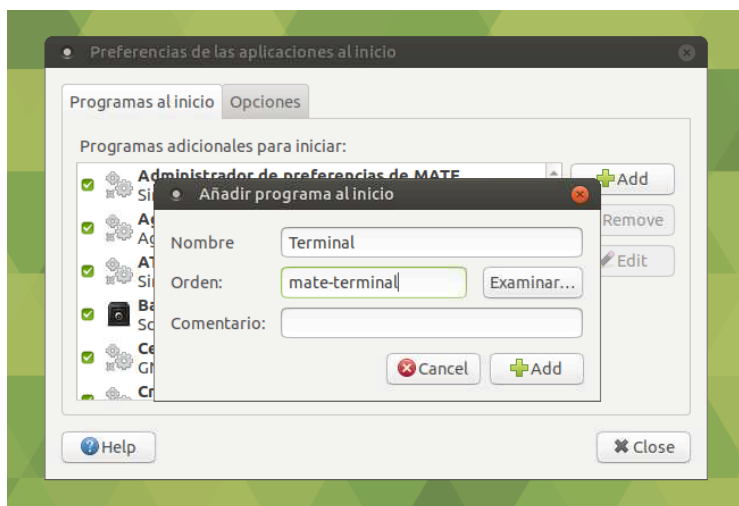
Una vez el archivo del sistema operativo Ubuntu MATE 18.04 Beta 1 se encuentra grabado en la unidad de almacenamiento, se inserta la memoria en el Raspberry Pi y se procede a encender el microprocesador. Se deben realizar las configuraciones iniciales tales como idioma, red inalámbrica y comunicación. Asimismo, se debe definir la creación del usuario

para acceder al Raspberry Pi. La configuración del módulo de conexión inalámbrica (wlan0) se lleva a cabo por medio de la autenticación de la red a la que se desea conectar el dispositivo Raspberry Pi, asegurándose que la información quede registrada de manera permanente. Si en el sitio de operación del Raspberry Pi existen múltiples redes de conexión inalámbrica a internet, se debe priorizar la conexión a la red deseada para evitar inconvenientes de acceso.

Para programar el inicio de la terminal de comandos automáticamente se enciende el Raspberry Pi, se accede en la parte superior izquierda de la pantalla al botón *Menú*. Se selecciona la opción *Preferencias* y luego se hace clic en *Aplicaciones al inicio*.



Posteriormente, se hace clic sobre el botón *Agregar* y se ingresa en el campo nombre *Terminal* y en el campo orden *mate-terminal*. Finalmente se finaliza el proceso de configuración en el botón *Agregar*.



Algunos comandos requieren de permisos y privilegios especiales al momento de ejecutarlos en la terminal de comando. Por ende, para eliminar esta solicitud se debe ingresar a la terminal de comandos e ingresar a la ruta */etc/sudoers.tmp* por medio del siguiente comando.

sudo visudo

Una vez se haya accedido a esta dirección, se debe agregar en la parte final del archivo la siguiente línea.

“nombre usuario” ALL=(ALL) NOPASSWD:ALL

Se debe guardar el archivo antes de cerrarlo para conservar los cambios realizados.

El comando para llevar a cabo descargas de programas, librerías o paquetes para el sistema operativo Ubuntu es *apt*. Para descargar librerías utilizadas en Python 3 específicamente, se usa el comando *pip3*. Por lo tanto, el comando *pip3* se debe instalar por medio de la terminal de comandos ingresando la siguiente línea.

sudo apt-get install python3-pip

Si resulta alguna falla al momento de ejecutar esta línea de comando, se sugiere ejecutar la línea posterior.

sudo apt-get install pyhon3-package

Para desinstalar paquetes desde la terminal de comandos se ejecuta

sudo apt-get remove “nombre del paquete a eliminar”

Los archivos y las actualizaciones en este sistema operativo son constantes, por lo tanto, se debe estar revisando las actualizaciones de las librerías y paquetes de manera frecuente. Estas actualizaciones se notifican cuando se ejecuta en la terminal de comandos las siguientes líneas.

sudo apt-get update

sudo apt-get upgrade

El navegador de internet predeterminado que dispone el sistema operativo Ubuntu es Mozilla Firefox. Sin embargo, se recomienda descargar Google Chromium para acceder al servicio

de internet debido a que Mozilla Firefox reportó un error con respecto a la configuración de las credenciales de la red inalámbrica de internet empleada. Google Chromium se encuentra en la tienda de aplicaciones Software Boutique, ubicada en la ventana *Menú* (parte superior izquierda de la interfaz gráfica).

Teniendo en cuenta la arquitectura del sistema operativo que se está usando (arm), desde el navegador de internet del Raspberry Pi se descarga el archivo de VNC Server que permite establecer la comunicación entre el Raspberry Pi y la computadora de la estación base. El sitio web desde el cual se descarga el archivo *VNC-Server-6.6.0-Linux-ARM.deb* para dispositivos Raspberry Pi es <https://www.realvnc.com/es/connect/download/vnc/raspberrypi/>. Una vez se encuentre descargado este archivo, se accede a la ruta donde se encuentra el archivo de instalación de VNC Server por medio de la terminal de comandos y se ejecutan las siguientes líneas.

```
sudo dpkg -i VNC-Server-6.6.0-Linux-ARM.deb
```

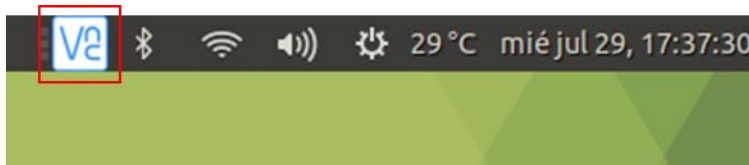
```
vnclicensewiz
```

Luego, una ventana se abre en la pantalla y se debe ingresar las credenciales de la cuenta de VNC Connect existente (si aún no se ha creado, debe crearla en este momento para seguir con la instalación). A continuación, se debe ingresar una contraseña particular para verificar luego la conexión con VNC Server en el Raspberry Pi. Para finalizar la configuración, se regresa a la terminal de comandos y se debe iniciar la aplicación VNC Server ingresando las siguientes líneas.

```
sudo systemctl start vncserver-x11-serviced.service
```

```
sudo systemctl enable vncserver-x11-serviced.service
```

Una vez el sistema inicie el funcionamiento de VNC Server, automáticamente el ícono de este programa se proyecta en la parte superior derecha de la interfaz. El dispositivo se encuentra listo para ser sometido a una conexión remota por medio del servicio VNC Connect.



Es necesario encontrar la dirección IP del dispositivo Raspberry Pi para luego emplearla en el proceso de apareamiento con la computadora de la estación base. La dirección IP puede encontrarse ingresando el comando siguiente a través de la terminal de comandos del sistema.

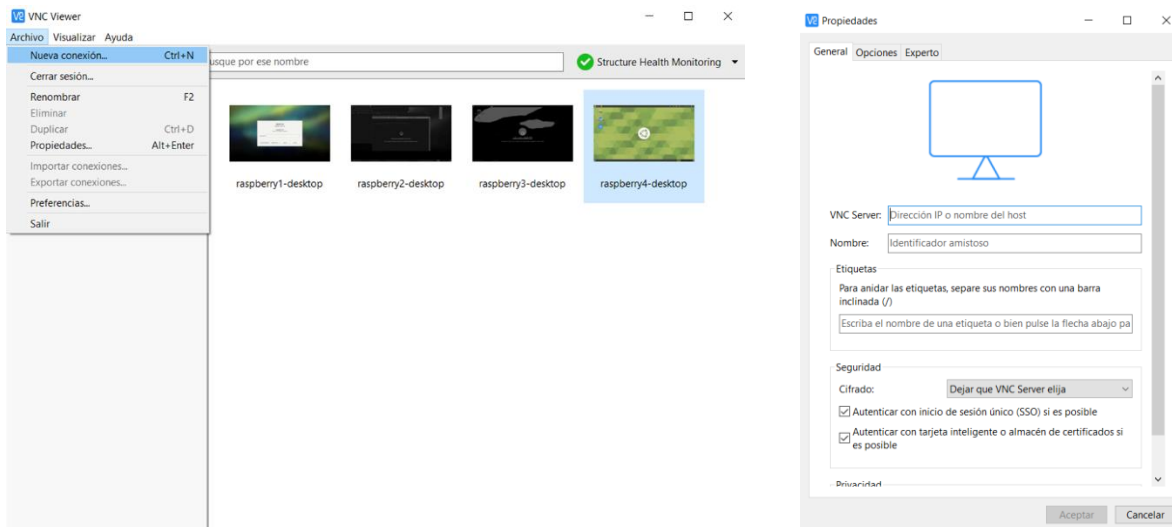
ifconfig

```
• raspberrypi4@raspberrypi4-desktop: ~/PythonProjects/Scripts
Archivo Editar Ver Buscar Terminal Ayuda
raspberrypi4@raspberrypi4-desktop:~/PythonProjects/Scripts$ ifconfig
eth0: flags=4099<UP,BROADCAST,MULTICAST> mtu 1500
    ether b8:27:eb:e5:72:34 txqueuelen 1000 (Ethernet)
    RX packets 0 bytes 0 (0.0 B)
    RX errors 0 dropped 0 overruns 0 frame 0
    TX packets 0 bytes 0 (0.0 B)
    TX errors 0 dropped 0 overruns 0 carrier 0 collisions 0

lo: flags=73<UP,LOOPBACK,RUNNING> mtu 65536
    inet 127.0.0.1 netmask 255.0.0.0
    inet6 ::1 prefixlen 128 scopeid 0x10<host>
    loop txqueuelen 1000 (Local Loopback)
    RX packets 6548 bytes 516084 (516.0 KB)
    RX errors 0 dropped 0 overruns 0 frame 0
    TX packets 6548 bytes 516084 (516.0 KB)
    TX errors 0 dropped 0 overruns 0 carrier 0 collisions 0

wlan0: flags=4163<UP,BROADCAST,RUNNING,MULTICAST> mtu 1500
    inet 192.168.0.15 netmask 255.255.255.0 broadcast 192.168.0.255
    inet6 fe80::a33c:6408:9ae1:f2ba prefixlen 64 scopeid 0x20<link>
    inet6 2800:484:6a7a:5600:834:b9cf:80de:d8ef prefixlen 64 scopeid 0x0<g
    global>
    inet6 2800:484:6a7a:5600:fa48:dd:aade:8712 prefixlen 64 scopeid 0x0<gl
    global>
```

Cuando se desea establecer por primera vez la conexión con el Raspberry Pi desde la computadora de la estación base, se debe abrir la aplicación VNC Viewer e ingresar en la parte superior izquierda la pestaña *Archivo*, y luego se selecciona *Nueva conexión*. Una vez se ingresa a esta opción, VNC Viewer despliega una ventana en la cual solicita la dirección IP o el nombre del host del dispositivo Raspberry Pi que se desea controlar remotamente.

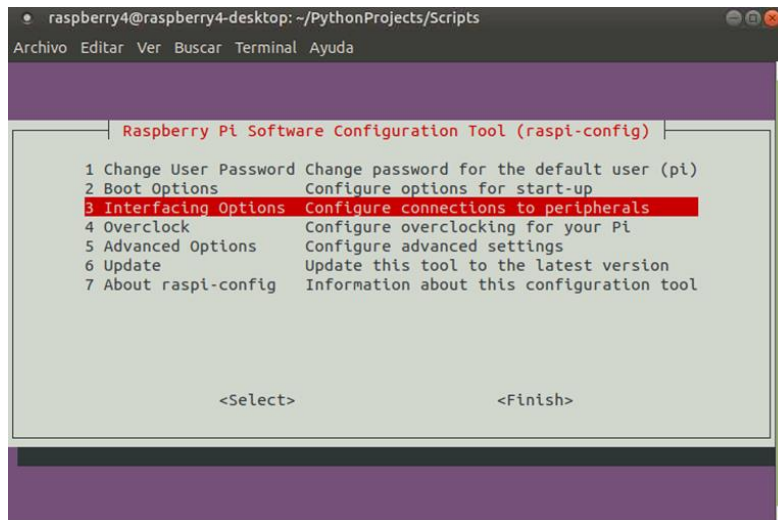


Después de ingresar la información de la dirección IP del dispositivo a controlar remotamente, VNC Viewer lo identifica y solicita la información de la sesión del usuario (nombre de usuario y contraseña establecidos al inicio del proceso de configuración del Raspberry Pi) iniciada desde el Raspberry Pi. Automáticamente se establece la conexión y el programa VNC Viewer lanza una ventana aparte para disponer del monitor, teclado y mouse remoto del sistema operativo del Raspberry Pi.

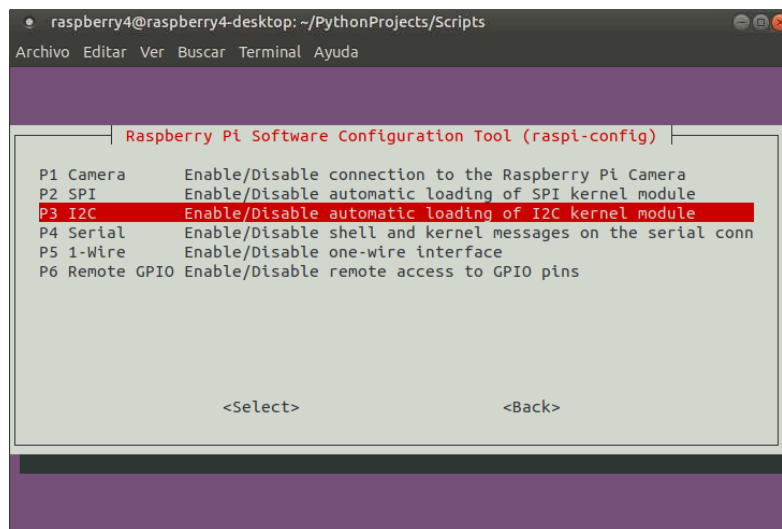
Para llevar a cabo el protocolo de comunicación I2C entre el Raspberry Pi y el acelerómetro ADXL355, se debe habilitar la superficie de conexión de la comunicación. Previamente, deben estar conectados físicamente los módulos de los dispositivos. Inicialmente se debe habilitar el protocolo I2C a través de la interfaz gráfica de configuraciones del Raspberry Pi. Para ello, se abre la terminal de comandos y se ingresa el comando.

sudo raspi-config

Posteriormente, se selecciona la opción *Interfacing Options*.



Más tarde, se elige la opción *I2C* y se selecciona la opción *Si* para habilitar la superficie de conexión.



Se debe reiniciar el Raspberry Pi para aplicar los cambios realizados. Luego, se deben instalar las librerías necesarias para usar el protocolo de comunicación I2C través de la terminal de comandos. Para ello, se ejecutan en la terminal las siguientes líneas.

sudo apt-get install python3-smbus

sudo apt-get install python3-dev

sudo apt-get install i2c-tools

Una vez descargados los paquetes necesarios, se debe ingresar al archivo *config.txt* para activar la conexión. Primero se debe acceder a la ruta */boot/config.txt* a través de la línea posterior.

sudo nano /boot/config.txt

Para luego, agregar las siguientes instrucciones al final del archivo.

dtparam=i2c1=on

dtparam=i2c_arm=on

Se debe programar la acción que habilite este protocolo cada vez que el dispositivo se encienda. Por tanto, se debe acceder a la ruta */etc/modules/* por medio del comando siguiente.

sudo nano /etc/modules

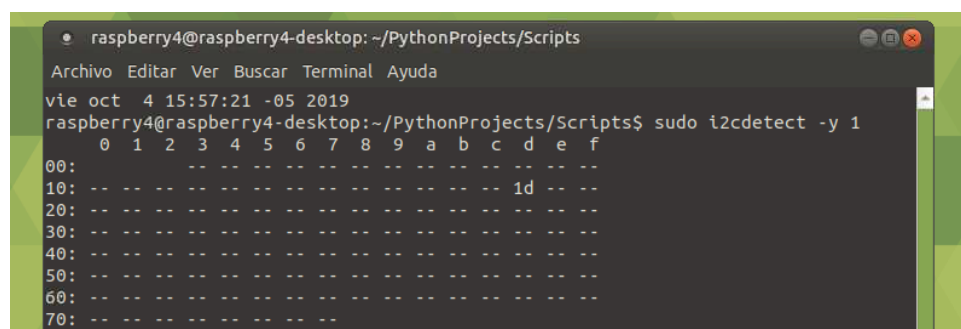
En este archivo, se debe agregar la línea siguiente.

i2c-dev

Posteriormente, se debe agregar el usuario en uso al grupo de perfiles que permiten la conexión I2C. Para ello, se debe ingresar en la terminal de comandos la siguiente instrucción.

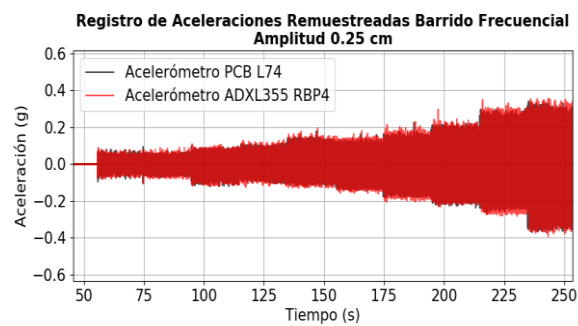
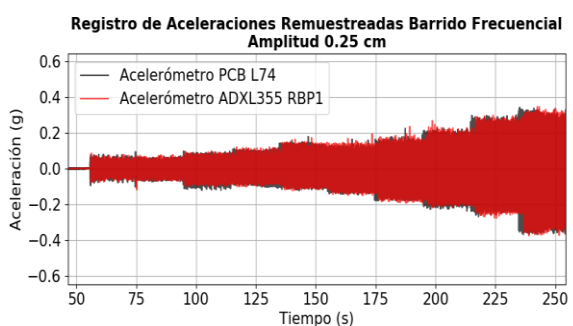
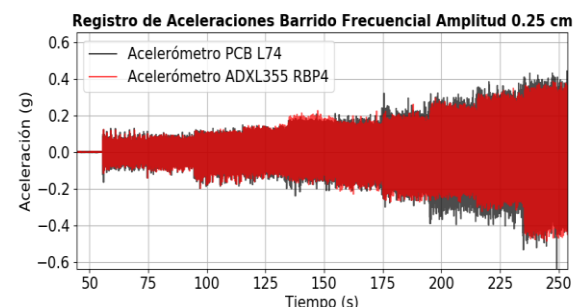
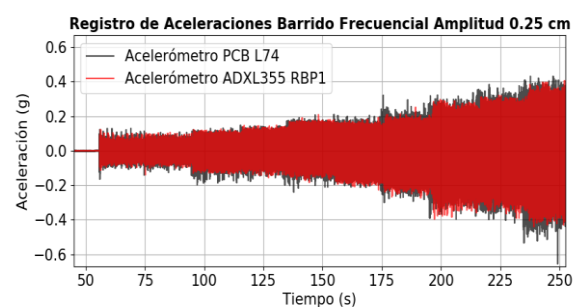
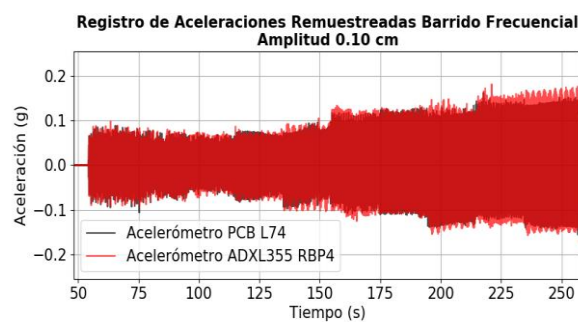
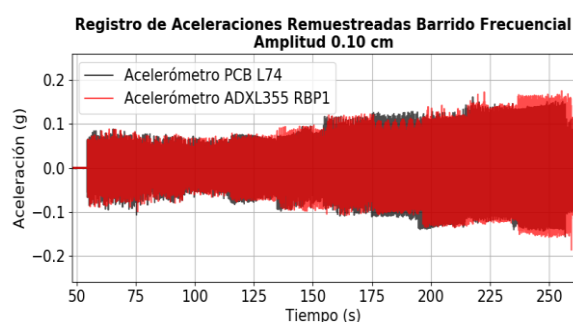
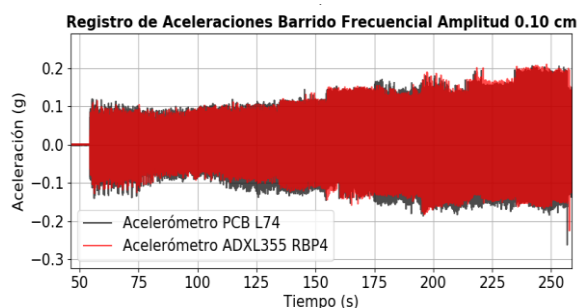
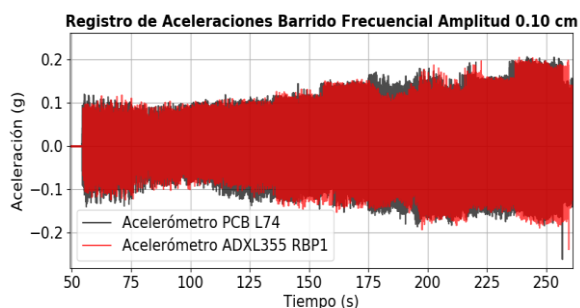
sudo adduser "nombre del usuario" i2c

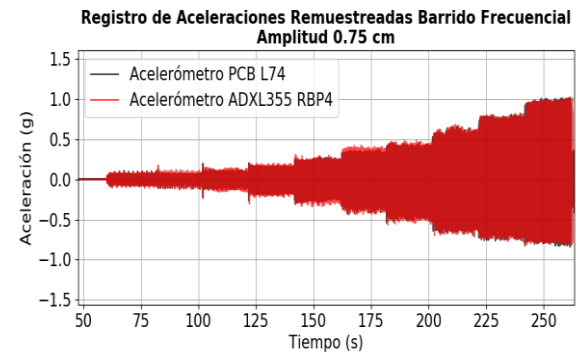
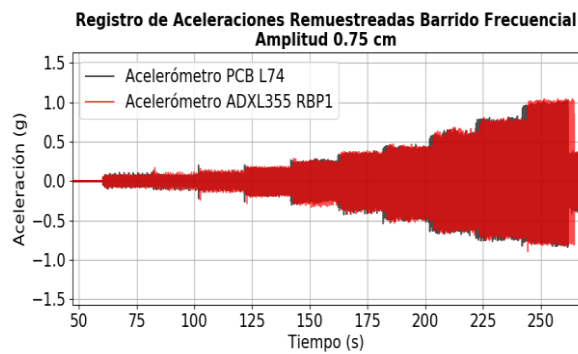
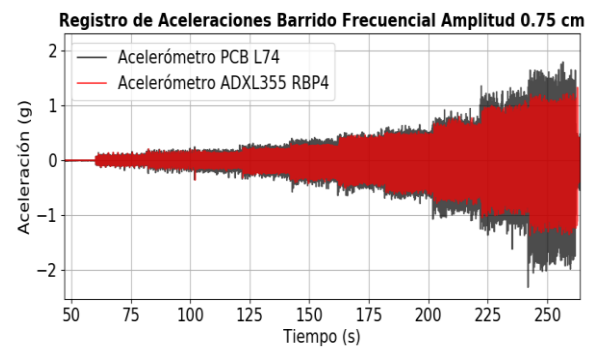
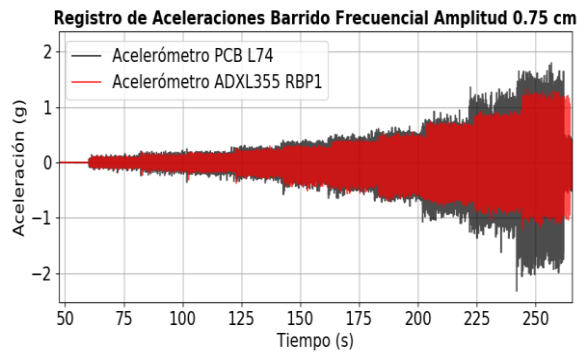
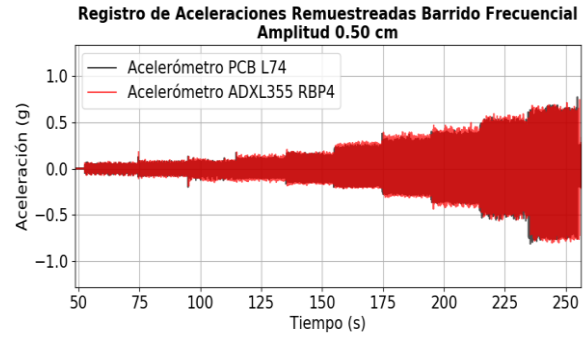
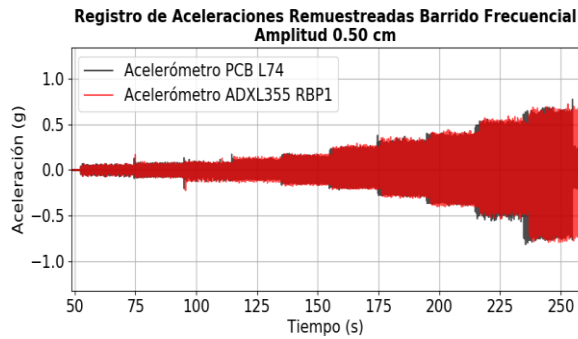
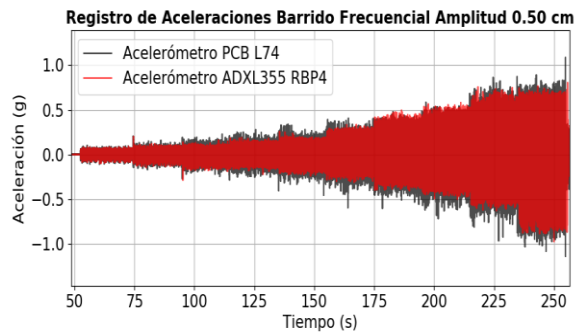
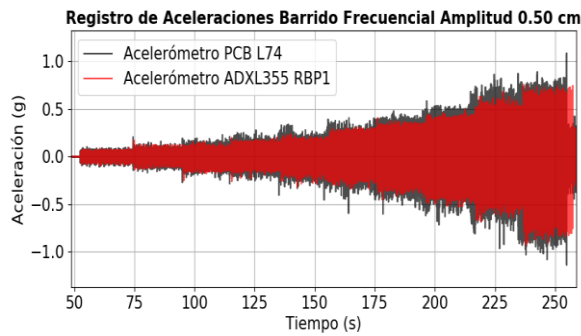
Nuevamente es necesario reiniciar el dispositivo para guardar los cambios realizados. Para verificar la correcta habilitación del protocolo de conexión, se ejecuta en la terminal el comando *sudo i2cdetect -y 1* una vez la conexión física por medio de los jumpers se haya realizado. La información que debe mostrar la terminal de comandos es la siguiente (puerto 1d ocupado).



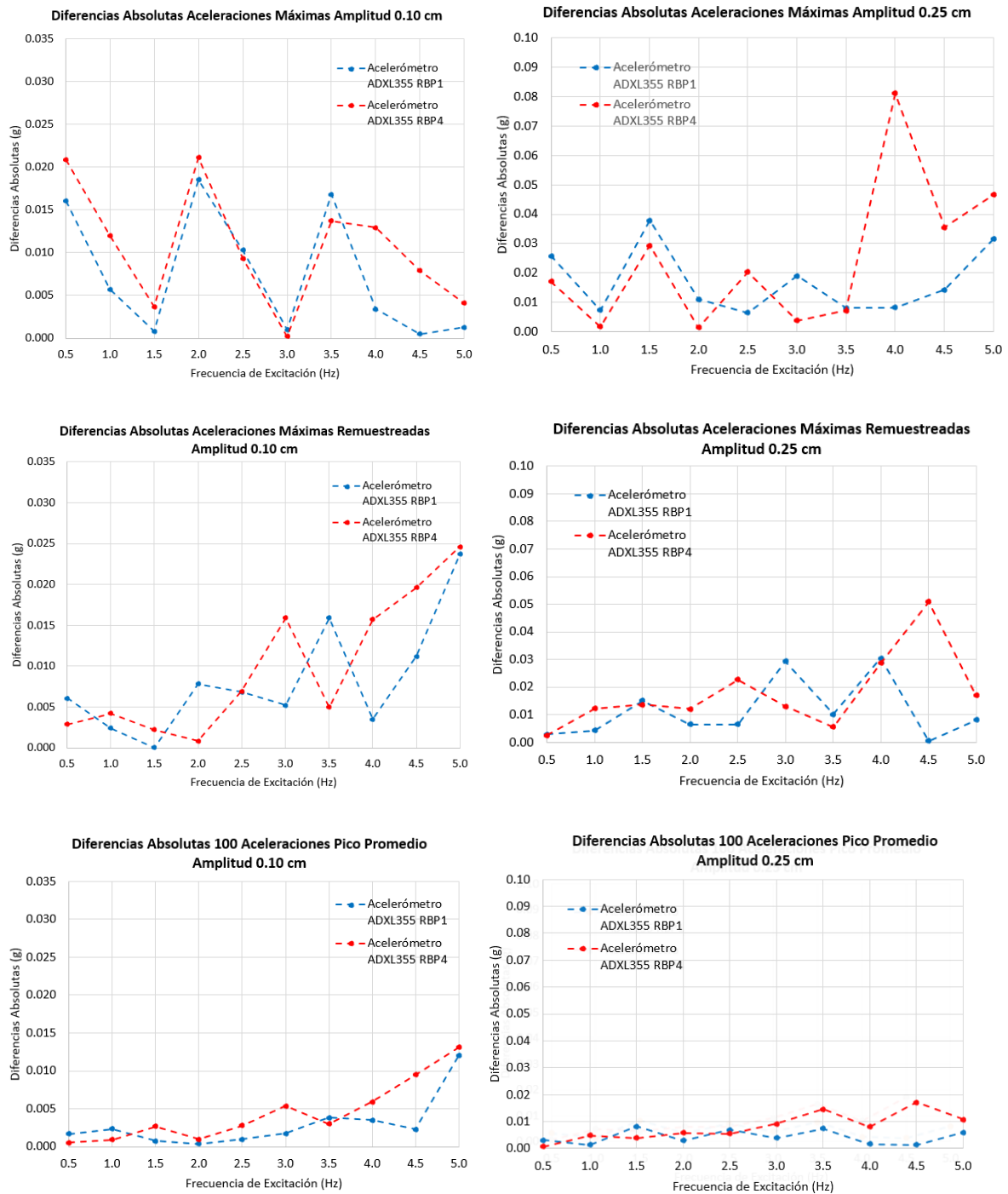
```
raspberrypi4@raspberrypi4-desktop: ~/PythonProjects/Scripts
Archivo Editar Ver Buscar Terminal Ayuda
vie oct 4 15:57:21 -05 2019
raspberrypi4@raspberrypi4-desktop:~/PythonProjects/Scripts$ sudo i2cdetect -y 1
 0  1  2  3  4  5  6  7  8  9  a  b  c  d  e  f
00: -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- --
10: -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- 1d -- -- --
20: -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- --
30: -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- --
40: -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- --
50: -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- --
60: -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- --
70: -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- -- --
```

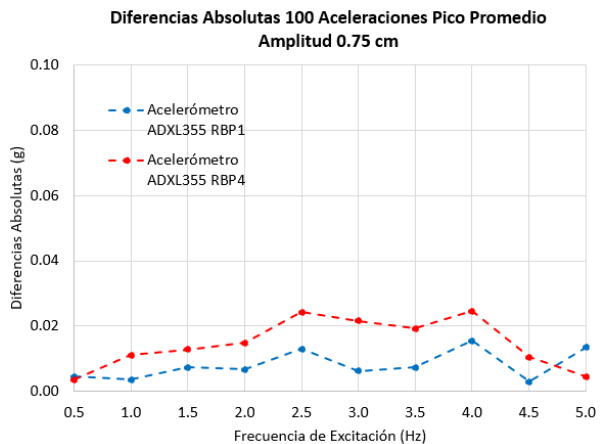
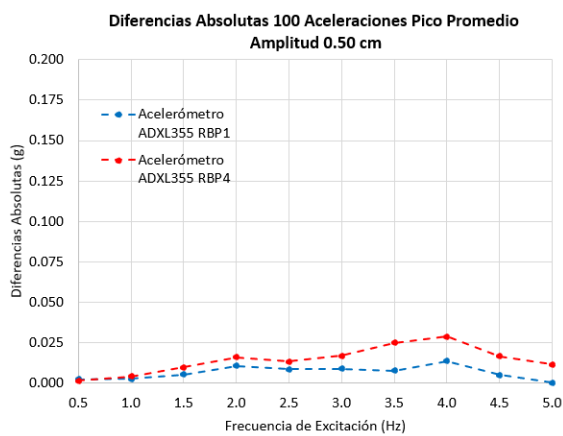
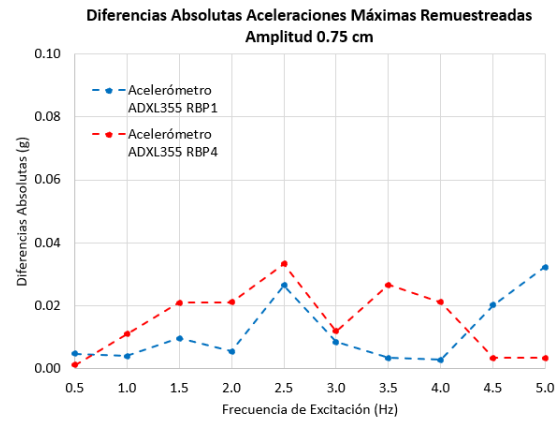
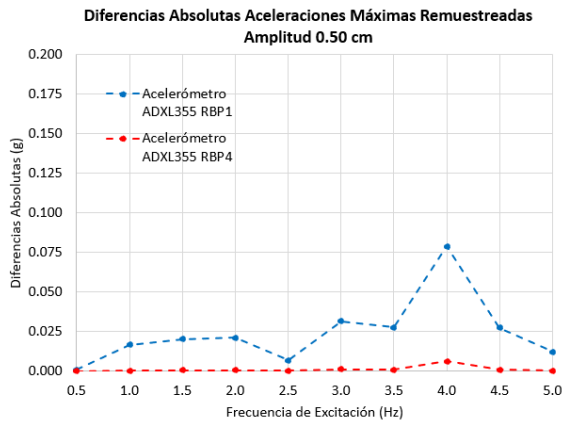
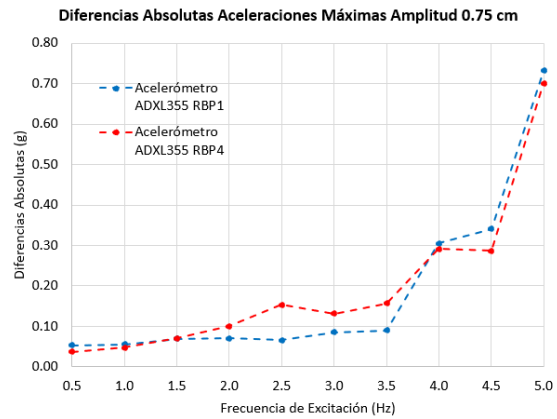
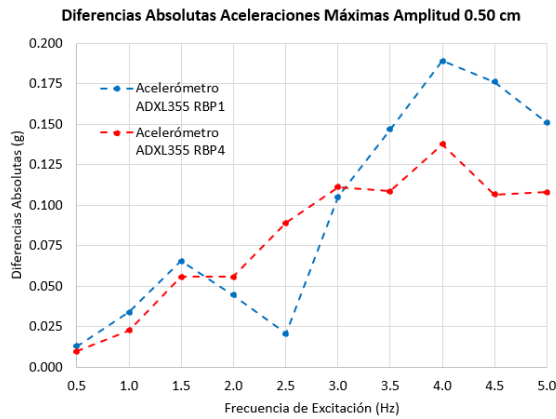
10.2. Registros de aceleraciones originales y remuestreadas en el dominio temporal de los barridos frecuenciales





10.3. Diferencias absolutas entre los acelerómetros del sistema de medición de prueba y el sensor del sistema de medición de referencia de cada barrido frecuencial



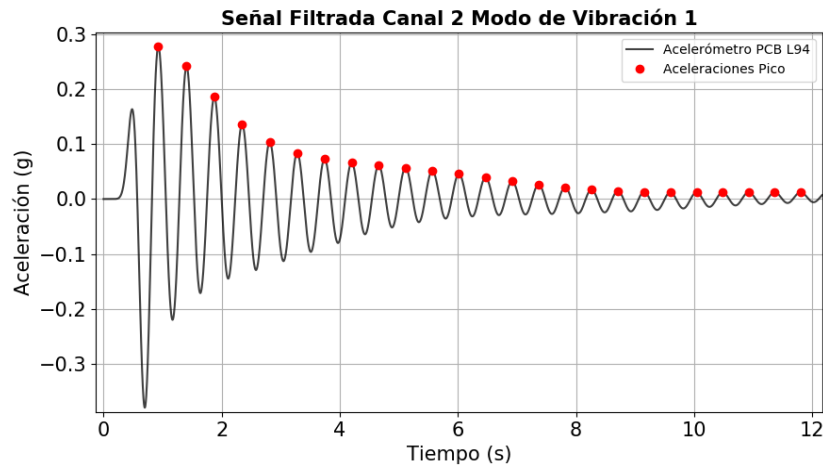
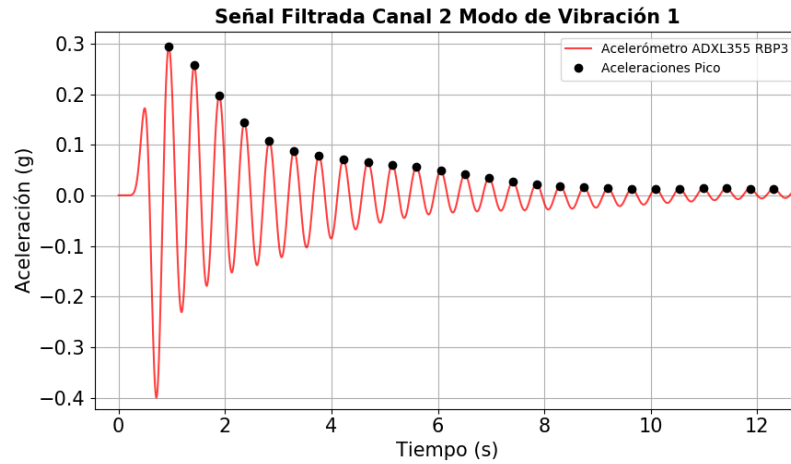


10.4. Pseudo-aceleraciones de los barridos frecuenciales

Frecuencia de excitación (Hz)	Pseudo-aceleración (g)			
	Movimiento amplitud 0.10 cm	Movimiento amplitud 0.25 cm	Movimiento amplitud 0.50 cm	Movimiento amplitud 0.75 cm
0.5	0.0010	0.0025	0.0050	0.0075

Frecuencia de excitación (Hz)	Pseudo-aceleración (g)			
	Movimiento amplitud 0.10 cm	Movimiento amplitud 0.25 cm	Movimiento amplitud 0.50 cm	Movimiento amplitud 0.75 cm
1.0	0.0040	0.0101	0.0201	0.0302
1.5	0.0091	0.0226	0.0453	0.0679
2.0	0.0161	0.0402	0.0805	0.1207
2.5	0.0252	0.0629	0.1258	0.1886
3.0	0.0362	0.0905	0.1811	0.2716
3.5	0.0493	0.1232	0.2465	0.3697
4.0	0.0644	0.1610	0.3219	0.4829
4.5	0.0815	0.2037	0.4075	0.6112
5.0	0.1006	0.2515	0.5030	0.7546

10.5. Señales de vibración libre filtradas para el canal de medición 2 de la estructura flexible



10.6. Señales verticales y transversales de vibración libre filtradas para el canal de medición 1 y 3 del puente ferroviario

